



Joana Ferreira de São Marcos

Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Estudo da influência da rigidez de ligações de betão armado pré-fabricado no comportamento global da estrutura

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil - Perfil de Estruturas

Orientador: Rui Pedro César Marreiros, Professor Auxiliar, FCT UNL

Co-orientador: Engenheiro Romeu Reguengo, Director Geral, Concremat Pré-fabricação e Obras Gerais, S.A.

Júri:

Presidente: Doutor Nuno M.C. Guerra

Arguente: Doutora Carla Alexandra da Cruz Marchão

Vogal: Doutor Rui P.C. Marreiros



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Setembro, 2016

Estudo da Influência da rigidez de ligações de betão armado pré-fabricado no comportamento global da estrutura

Copyright © Joana Ferreira de São Marcos, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Após a conclusão do trabalho desenvolvido na presente dissertação queria agradecer de uma forma especial a todas as pessoas que contribuíram direta ou indiretamente para a sua concretização.

Ao meu coordenador Professor Rui Marreiros e meu co-orientador Engenheiro Romeu Reguengo, pela paciência, pelo tempo disponibilizado e por toda a ajuda prestada e que possibilitou a concretização deste trabalho.

À empresa CONCREMAT, por ter facultado a visita às suas instalações sempre que necessário o que permitiu visualizar “*in situ*” o processo produtivo dos elementos constituintes de uma estrutura pré-fabricada.

À minha família, especialmente aos meus pais, pela minha formação como pessoa, pela oportunidade de poder frequentar todos os estabelecimentos de ensino onde estudei ao longo do meu percurso escolar e pelo apoio incondicional.

Aos meus avós, primos e tia, pelo constante carinho e incentivo, especialmente nos momentos mais difíceis.

A todos os amigos que estiveram sempre presentes quer nos momentos de estudo, quer nos momentos de descontração, pela força e estímulo que sempre me transmitiram ao longo desta fase tão importante da minha vida que agora termina.

Resumo

A presente dissertação teve por objetivo o estudo da influência da rigidez de ligações de betão armado pré-fabricado no comportamento global de uma estrutura através de elementos numéricos. Este tema é relevante uma vez que na pré-fabricação de estruturas as ligações são executadas em obra devendo ser de fácil execução e contribuindo para uma resposta global adequada às exigências. Estudaram-se ligações simples de modo a se conhecer melhor a sua resposta.

De início foi estudado um pórtico com uma viga e um pilar contendo na sua união duas chapas metálicas e ainda um ferrolho.

Posteriormente foram estudados mais dois pórticos semelhantes na sua construção ao modelo descrito anteriormente, cuja única diferença consistiu no número de ferrolhos utilizados, respetivamente 2 e 4 ferrolhos. O estudo destes dois pórticos teve como objetivo estudar o efeito da introdução de um número superior de ferrolhos (no caso 2 e 4) na rigidez e resistência da ligação viga-pilar.

Por último foram analisados os resultados obtidos em cada um dos modelos e posteriormente comparados os resultados dos três, com o objetivo de identificar qual o modelo mais eficiente tanto a nível global, como local na zona da ligação.

Palavras-chave: estruturas pré-fabricado betão ligação viga-pilar

Abstract

This dissertation presents the study of the influence of connections stiffness of reinforced concrete precast structures in the behavior of the global structure. During an earthquake the maximum seismic forces are located near the joints. In precast structures it is usually to connect the precast elements near the joints. Therefore, the study of precast beam column joints is a very important subject to be studied.

First, a frame with a beam and two columns was studied, where the column-beam connection was made using two metal plates and one dowel.

Then, two more models were studied, similar to the previous one except in the connection, where two and four dowels were used in the second and third model respectively. The main goal was to evaluate the effect of the number of dowels in the response of the column-beam connection.

Finally, the results of each model were analyzed and compared between them to conclude which one was the most efficient local and globally.

Keywords: structures precast concrete link column-beam

Índice de Matérias

Índice de Matérias	ix
Índice de Figuras	xi
Índice de Quadros	xiii
Capítulo 1	xv
INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivos	1
1.2. Organização	1
Capítulo 2	3
ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS DE BETÃO ARMADO	3
2.1. Breve histórico deste tipo de construções	3
2.2. Regulamentação	4
2.3. Pré-fabricação em Portugal	4
2.4. Empresas de pré-fabricação	5
2.5. Vantagens e desvantagens	10
2.6. Tipos de ligações existentes	11
Capítulo 3	15
LIGAÇÃO VIGA-PILAR DE UM PÓRTICO INDUSTRIAL PRÉ-FABRICADO EM BETÃO ARMADO.....	15
3.1. Ligação em estudo	15
3.2. Materiais	15
3.3. Descrição do modelo	18
3.4. Cargas aplicadas	26
3.4.1. Cargas verticais	26
3.4.2. Ações horizontais	27
3.4.3. Combinação de ações	27
3.5. Análise de resultados	27
3.5.1. Análise de resultados 1º modelo	29
3.5.2. Análise de resultados 2º modelo	38
3.5.3. Análise de resultados 3º modelo	46
3.6. Influência dos momentos nos apoios na resposta da viga às cargas verticais	52
Capítulo 4	55
CONCLUSÕES	55

Índice de Matérias

4.1. Força e rigidez	55
4.2. Ductilidade	56
4.3. Momento Fletor (M) e Esforço Axial (N).....	56
4.4. Forças nos Ferrolhos	57
4.5. Momento Fletor.....	58
4.6. Força Basal.....	58
4.7. Desenvolvimentos futuros.....	58
Bibliografia	61

Índice de Figuras

Figura 2.1: Disposição dos diferentes materiais utilizados para a fabricação do betão.....	6
Figura 2.2: Mistura brita, areia e cimento para a fabricação do betão	6
Figura 2.3: Exemplo de provetes cúbicos de betão com 0,15m de lado utilizadas para os ensaios uniaxial	6
Figura 2.4: Ensaio compressão uniaxial para provetes cúbicos de betão com 0,15m de lado.....	6
Figura 2.5: Zona armazenamento de estribos	7
Figura 2.6: Zona armazenamento de varões.....	7
Figura 2.7: Construção da armadura para posteriormente se inserir na cofragem.....	7
Figura 2.8: Cofragem de um pilar/Colocação do betão através de um balde	8
Figura 2.9: Zona cofragem de uma laje/ Colocação do betão	8
Figura 2.10: Zona armazenamento de vigas preparadas para expedição.....	8
Figura 2.11: Zona armazenamento de paredes e viga/parede preparadas para expedição	8
Figura 3.1: Gráfico Tensão-Extensão do aço A500NR.....	16
Figura 3.2: Gráfico Força $\phi 25$ -Extensão do aço A500NR	17
Figura 3.3: Planta do modelo Real com chapas (1ºmodelo).....	19
Figura 3.4: Planta do modelo em SAP com molas (1ºmodelo).....	19
Figura 3.5: Corte do modelo Real com chapas (1ºmodelo)	19
Figura 3.6: Corte do modelo em SAP com molas(1ºmodelo)	19
Figura 3.7: Pórtico com 1 ferrolho por ligação	21
Figura 3.8: Pormenor ligação viga-pilar 1ºmodelo.....	21
Figura 3.9: Corte do modelo Real com chapas (2º e 3º modelos)	22
Figura 3.10: Corte do modelo em SAP com molas (2º e 3º modelos)	22
Figura 3.11: Pórtico com 2 ferrolhos por ligação	22
Figura 3.12: Pormenor ligação viga-pilar 2ºmodelo.....	23
Figura 3.13: Pórtico com 4 ferrolhos por ligação	23
Figura 3.14: Pormenor ligação viga-pilar 3ºmodelo.....	24
Figura 3.15: Modelo na fase elástica	24
Figura 3.16: Modelo após a formação da primeira rótula plástica	25
Figura 3.17: Modelo após a formação da segunda rótula plástica	25
Figura 3.18: 1ª solução de apoio adotada para a base (1ºmodelo)	26
Figura 3.19: 2ª solução de apoio adotada para a base (1ºmodelo).....	26
Figura 3.20: Modelo simplificado	27
Figura 3.21: Eixos locais no modelo simplificado	27
Figura 3.22: Diagrama N quando atua a CP.....	28

Figura 3.23: Diagrama N quando atua H	28
Figura 3.24: Diagrama M para quando atua a CP	29
Figura 3.25: Diagrama M para quando atua H.....	29
Figura 3.26: Gráfico Força de corte basal-Deslocamento total da estrutura (ou no centro de massa)	29
Figura 3.27: Gráfico Momento fletor-Rotação relativa no nó do pilar à esquerda e Esforço axial-Rotação relativa no nó do pilar à esquerda da estrutura	33
Figura 3.28: Gráfico Momento fletor-Rotação relativa no nó do pilar à direita e Esforço axial-Rotação relativa no nó do pilar à direita da estrutura.....	33
Figura 3.29: Gráfico Força do ferrolho no pilar à esquerda – deslocamento total da estrutura.....	35
Figura 3.30: Gráfico Força do ferrolho no pilar à direita – deslocamento total da estrutura.....	35
Figura 3.31: Gráfico Rotação relativa-Deslocamento do CM.....	36
Figura 3.32: Gráfico Interação Momento fletor-Deslocamento do centro massa	37
Figura 3.33: Gráfico Interação Momento-Força basal no pilar à esquerda e à direita	38
Figura 3.34: Gráfico Força basal-Deslocamento total da estrutura (ou do centro de massa)	39
Figura 3.35: Gráfico Momento fletor à esquerda-Rotação relativa no nó do pilar à esquerda e Esforço Axial à esquerda-Rotação relativa no nó do pilar à esquerda.....	40
Figura 3.36: Gráfico Momento fletor à direita-Rotação relativa no nó do pilar à direita e Esforço Axial no pilar à direita-Rotação relativa no nó do pilar à direita	40
Figura 3.37: Gráfico Forças dos ferrolhos no pilar à esquerda–Deslocamento total da estrutura.....	42
Figura 3.38: Gráfico Forças dos ferrolhos no pilar à direita–Deslocamento total da estrutura.....	42
Figura 3.39: Gráfico Forças dos ferrolhos no pilar à esquerda e à direita-Deslocamento total da estrutura.....	43
Figura 3.40: Gráfico Rotação relativa-Deslocamento do CM.....	44
Figura 3.41: Gráfico Interação Momento fletor-Deslocamento do centro de massa	45
Figura 3.42: Gráfico Interação Momento fletor-Força basal no pilar à esquerda e à direita	45
Figura 3.43: Gráfico Força de corte basal-Deslocamento total da estrutura (ou do centro de massa)	46
Figura 3.44: Gráfico Momento fletor à esquerda-Rotação relativa no nó do pilar à esquerda e Esforço axial à esquerda-Rotação relativa no nó do pilar à esquerda.....	47
Figura 3.45: Gráfico Momento Fletor à direita-Rotação relativa no nó do pilar à direita e Esforço axial no pilar à direita-Rotação relativa no nó do pilar à direita.....	47
Figura 3.46: Gráfico Forças dos ferrolhos no pilar à esquerda–Deslocamento total da estrutura.....	48
Figura 3.47: Gráfico Forças dos ferrolhos no pilar à direita–Deslocamento total da estrutura.....	49
Figura 3.48: Gráfico Forças dos ferrolhos no pilar à esquerda e à direita – Deslocamento total da estrutura.....	49
Figura 3.49: Gráfico Rotação relativa-Deslocamento do CM.....	50
Figura 3.50: Gráfico Interação Momento fletor-Deslocamento do centro massa	51
Figura 3.51: Gráfico Interação Momento fletor-Força basal no pilar à esquerda e à direita	52
Figura 3.52: Gráfico de esforço transversal e momento resistentes para uma carga contínua numa estrutura simplesmente apoiada	52

Índice de Quadros

Quadro 3.1: Características do Betão, Aço A500NR e Aço S275	16
Quadro 3.2: Características extensão e tensão do Aço A500NR e força para um ferrolho com o diâmetro de 0,025m.....	18
Quadro 3.3: Cálculo da estatia para modelo inicial, modelo com 1 e 2 rótulas plásticas respetivamente	25
Quadro 3.4: Sinais da Carga Permanente e da Força Horizontal para o modelo simplificado para o pilar à esquerda e à direita	28
Quadro 3.5: Força basal-Deslocamento do CM	30
Quadro 3.6: Valores da rigidez e ductilidade para o primeiro modelo	30
Quadro 3.7: Esforço axial, Momentos fletores e Rotação correspondentes a cada step da análise no pilar à esquerda e à direita	32
Quadro 3.8: Momento fletor-Rotação relativa.....	34
Quadro 3.9: Esforço axial-Rotação relativa	34
Quadro 3.10: Força ferrolho-Deslocamento total da estrutura, à esquerda e direita	36
Quadro 3.11: Rotação relativa-Deslocamento do CM, pilar à esquerda e pilar à direita	37
Quadro 3.12: Momento fletor-Deslocamento do CM, à esquerda e direita.....	38
Quadro 3.13: Força basal-Deslocamento do CM	39
Quadro 3.14: Valores da rigidez e ductilidade para o segundo modelo	39
Quadro 3.15: Momento fletor-Rotação relativa.....	41
Quadro 3.16: Esforço Axial-Rotação relativa.....	41
Quadro 3.17: Força ferrolho-Deslocamento total da estrutura, à esquerda.....	43
Quadro 3.18: Força ferrolho-Deslocamento total da estrutura, à direita	44
Quadro 3.19: Rotação relativa-Deslocamento do CM, à esquerda e direita.....	44
Quadro 3.20: Momento fletor-Deslocamento do CM, à esquerda e à direita.....	45
Quadro 3.21: Força basal-Deslocamento do CM	46
Quadro 3.22: Valores da rigidez e ductilidade para o terceiro modelo	47
Quadro 3.23: Momento fletor-Rotação relativa à esquerda e direita	48
Quadro 3.24: Esforço Axial-Rotação relativa à esquerda e direita	48
Quadro 3.25: Força ferrolho-Deslocamento total da estrutura, à esquerda.....	50
Quadro 3.26: Força ferrolho-Deslocamento total da estrutura, à direita.....	50

Índice de Quadros

Quadro 3.27: Rotação relativa-Deslocamento do CM, à esquerda e à direita	51
Quadro 3.28: Momento fletor-Deslocamento do CM, à esquerda e à direita	51

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

CQP	Combinação Quase Permanente
CP	Carga Permanente
SC	Sobrecarga
M	Momento Fletor
N	Esforço Axial
EC 2	Eurocódigo 2
EC 8	Eurocódigo 8
F	Força
ELU	Estado Limite Último
CM	Centro de Massa

Símbolos

A	área
E	módulo de elasticidade
e	espessura da chapa
k	rigidez da estrutura
f_{ck}	valor característico da resistência à compressão do betão
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
E_{cm}	módulo de elasticidade do betão
f_y	valor da tensão de cedência à tração do aço
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência à tração do aço
f_u	valor de tensão última à tração do aço

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

E_s	módulo de elasticidade do aço
G	módulo de distorção
ε_{c1}	extensão última do betão à compressão
ε_{cu1}	extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c
ε	Extensão
σ	Tensão
Φ	diâmetro
θ	rotação
k	rigidez
μ	ductilidade
δ_{ced}	deslocamento correspondente à força de cedência
δ_u	deslocamento correspondente à força última
α_g	grau de estatia global
α_{ext}	grau de estatia exterior
α_{int}	grau de estatia interior
ψ_2	coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável

Capítulo 1

Introdução

1.1. Objetivos

A presente dissertação tem como objetivo o estudo do comportamento da ligação pilar-viga de uma estrutura pré-fabricada de betão.

Tendo por base este objetivo estudaram-se e avaliaram-se três modelos numéricos, sendo a ligação entre a viga e o pilar constituída por duas chapas metálicas, de forma a não existir esmagamento do betão, e um número diferente de ferrolhos 1, 2 e 4 para cada modelo, respetivamente.

Usualmente, num sistema de estruturas pré-fabricadas com 1 ferrolho, a estrutura é dimensionada como simplesmente apoiada. Pretendeu-se saber de que forma a rigidez e resistência à flexão da ligação com o ferrolho podia influenciar a resposta da estrutura. O aumento do número de ferrolhos de modelo para modelo teve como objetivo obter uma versão melhorada do primeiro modelo.

A importância deste estudo prendeu-se com aspetos referidos anteriormente e a existência de um conhecimento limitado na área da pré-fabricação sobre esta temática.

1.2. Organização

A presente dissertação está organizada em quatro capítulos.

O primeiro capítulo apresenta uma pequena introdução com os objetivos e organização da dissertação.

O segundo capítulo descreve: a pré-fabricação, explica a origem deste tipo de construção; a legislação em vigor aplicável; a pré-fabricação em Portugal; algumas das empresas de pré-fabricação existentes no nosso país e qual a principal área de atuação de cada uma delas, bem

como as vantagens e desvantagens da pré-fabricação. Por último apresenta os diferentes tipos de ligações viga-pilar pré-fabricadas, incidindo especificamente na ligação viga-pilar.

O terceiro capítulo apresenta o estudo numérico da ligação entre a viga e o pilar de uma cobertura de um edifício industrial considerando três modelos semelhantes na sua construção que diferem sobretudo no número de ferrolhos. São descritos os diferentes modelos, os materiais utilizados e as ações/solicitações inseridas na estrutura (carga gravítica e ação horizontal). Seguidamente são analisados os resultados obtidos para o primeiro, segundo e terceiro modelos respetivamente com um, dois e quatro ferrolhos por ligação.

O quarto capítulo apresenta e compara os resultados das análises realizadas e as respetivas conclusões. Por último, com base no âmbito do estudo desta tese, propõem-se outros temas a desenvolver.

Capítulo 2

Estruturas pré-fabricadas de betão armado

“Este aumento de produção deve-se a três diferentes circunstâncias. Em primeiro lugar, devido ao aumento da destreza de cada operário, em segundo lugar, devido à poupança de tempo, que é comumente perdido na passagem de um tipo de trabalho para outro e, por fim, devido à invenção de um grande número de máquinas que facilitam trabalho e permitem que um homem faça o trabalho de muitos”, Adam Smith, A Riqueza das Nações, 1776 [1].

2.1. Breve histórico deste tipo de construções

A pré-fabricação apareceu na Europa depois da segunda Guerra Mundial, como solução eficiente e expedita para a grande necessidade de habitação existente nos países mais afetados pela guerra. Esta técnica de construção abriu caminho para a produção de construções em grande quantidade, para o combate à falta de mão-de-obra e para o desenvolvimento do betão pré-esforçado[2].

Este tipo de construção apresentou-se atrativa em termos económicos uma vez que permitiu a racionalização de meios produtivos, a redução de prazos e uma maior celeridade de execução.

A pré-fabricação em betão armado começou por ser utilizada nos edifícios de habitação e rapidamente se alastrou a todas as áreas de construção. Hoje em dia este método construtivo é utilizado em soluções e produtos estruturais desde pisos de habitação a pontes de médio vão[2].

No início dos anos 50 começaram em Portugal as primeiras experiências de pré-fabricação, com recurso a asnas e vigas triangulares industriais. Dez anos mais tarde, começaram a surgir os primeiros pavilhões industriais pré-fabricados. De uma forma geral a utilização de elementos pré-fabricados em edifícios de habitação ainda não se vulgarizou, embora sejam conhecidos casos em que a sua utilização foi considerada um êxito. Este tipo de construção é mais frequente em edifícios administrativos e de comércio e nos últimos anos em instalações industriais como armazéns de grande dimensão.

2.2. Regulamentação

Em termos de regulamentação, a norma europeia, Eurocódigo 2 – Projetos de Estrutura de Betão (EC2) [4], tem vindo a ser lecionada ao longo dos anos nas universidades, pelo que a sua utilização é cada vez mais frequente.

Em Portugal encontram-se em vigor o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado, REBAP [6] e o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, RSA[7].

O EC2 apresenta um capítulo dedicado às estruturas pré-fabricadas em betão armado, o capítulo 10. Este capítulo aborda as regras relativas a elementos e estruturas pré-fabricadas em betão armado e encontra-se dividido em subcapítulos que abordam de uma forma sucinta:

- As bases de projeto com os requisitos fundamentais;
- Os materiais e as suas características (resistência, fluência e retração do betão e as propriedades tecnológicas do aço do pré-esforço);
- A análise estrutural abordando as perdas do pré-esforço;
- As regras particulares relativas ao projeto e à pormenorização (momentos de encastramento nas lajes, ligações entre paredes e pavimentos, pavimentos, ligações e apoios de elementos pré-fabricados, aparelhos de apoio, fundações de encaixe e sistemas de cintagem).

2.3. Pré-fabricação em Portugal

Em Portugal, a utilização da pré-fabricação em edifícios tem sido bastante reduzida, parecendo estarem reunidas, atualmente, as condições para um aumento considerável da sua utilização. Até ao momento tem-se assistido á utilização de pré-fabricação de betão estrutural em quantidade muito significativa, sobretudo em pavilhões industriais, embora também sejam conhecidas aplicações em edifícios de zonas comerciais grandes e parques de estacionamento. Em edifícios de habitação ou de escritórios, para além dos casos tradicionais dos pisos com vigotas (mais adotados no Norte do País) o recurso à pré-fabricação tem sido diminuto. A divulgação de sistemas alternativos de ligações, a consciencialização das vantagens construtivas por parte de técnicos e empresas de construção e um maior empenho no ensino dessas soluções deverá dar uma contribuição significativa para o referido aumento de utilização da pré-fabricação[8].

Nas pontes e viadutos, a utilização da pré-fabricação para obras com alguma repetibilidade tem sido muito grande nos últimos anos, em particular com a construção de autoestradas em sistema de conceção/construção, tipo SCUT (Sem Custos para o Utilizador). Desde logo se apontou para a utilização de soluções de ligação que assegurassem continuidade estrutural pois[8]:

- São mais eficientes estruturalmente no controlo da deformação e, por conseguinte, permitem adotar soluções mais elegantes;
- Diminuem as juntas estruturais que podem ser, por infiltração de água, fonte de degradação da zona da ligação e dos aparelhos de apoio.

A pré-fabricação em Portugal suporta um conjunto de obstáculos[1]:

- Elementos pré-fabricados estão standartizados e por isso não podem sofrer alterações;
- Não existe informação suficiente disponível aos agentes envolvidos na construção, por parte dos pré-fabricadores, sobre sistemas de pré-fabricação propostos;
- Deficiente formação nas universidades sobre pré-fabricação em betão e consequente desconhecimento técnico das soluções de pré-fabricação disponíveis;
- Falta de legislação aplicável à pré-fabricação em betão;

2.4. Empresas de pré-fabricação

Apesar das primeiras experiências de pré-fabricação no nosso país terem surgido no início dos anos 50, o aparecimento de empresas dedicadas ao betão pré-fabricado em Portugal, começam a aparecer no início dos anos 70. Destaca-se como exemplos deste tipo de empresas a CONCREMAT-Soluções de Betão, a PAVICENTRO - Pré-Fabricação, S.A. e a VIGOBLOCO-Pré-fabricados, S.A, entre outras.

Foi possível no âmbito desta dissertação visitar uma das empresas referidas anteriormente, a CONCREMAT

A empresa CONCREMAT-Soluções de Betão[9], fundada em 1988, é especializada na pré-fabricação total e parcial em betão. Atua em diversas áreas e abrange obras de importância tanto a nível nacional como internacional. Dispõe de uma fábrica na zona do Pinhal Novo, dotada de uma elevada capacidade de produção.

Nas visitas efetuadas às instalações fabris da empresa, durante a elaboração deste trabalho, foi possível identificar como zonas mais relevantes:

- A zona onde é fabricado e classificado o betão – nesta zona cubos com as dimensões $0,15 \times 0,15 \times 0,15 \text{ m}^3$, de betão fabricado (o mesmo betão que se pretende aplicar nas peças) são submetidos a ensaios de compressão uniaxial de forma a classificar o tipo

de betão que foi utilizado. As figuras abaixo, pretendem ilustrar o processo de fabrico do betão e o ensaio de compressão uniaxial (Figuras 2.1, 2.2, 2.3 e 2.4).



Figura 2.1: Disposição dos diferentes materiais utilizados para a fabricação do betão



Figura 2.2: Mistura de brita, areia e cimento para a fabricação do betão



Figura 2.3: Exemplo de provetes cúbicos de betão com 0,15m de lado utilizadas para os ensaios uniaxiais



Figura 2.4: Ensaio à compressão uniaxial para provetes cúbicos de betão com 0,15m de lado

- A zona de armazenamento e moldagem do aço – nesta zona é armazenado o aço e posteriormente feita a malha de armadura para inserir na cofragem, conforme se pode constatar nas figuras seguintes (Figuras 2.5, 2.6 e 2.7).



Figura 2.5: Zona armazenamento de estribos



Figura 2.6: Zona armazenamento de varões

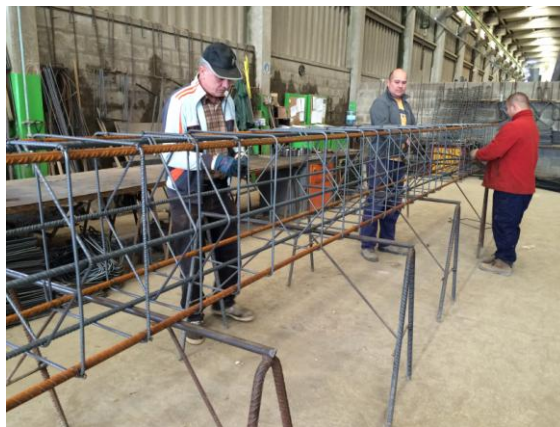


Figura 2.7: Construção da armadura para posteriormente se inserir na cofragem

- A zona de cofragem e betonagem para pilares e lajes – nesta zona, conforme as Figuras 2.8 e 2.9, após a colocação da armadura no interior da cofragem é introduzido o betão e em sequência aplicada uma camada de acabamento/regularização.



Figura 2.8: Cofragem de um pilar/Colocação do betão através de um balde



Figura 2.9: Zona cofragem de uma laje/ Colocação do betão

- A zona de armazenamento do produto final – nesta zona são armazenadas as peças construídas e preparadas para a expedição (Figuras 2.10 e 2.11).



Figura 2.10: Zona armazenamento de vigas preparadas para expedição



Figura 2.11: Zona armazenamento de paredes e viga/parede preparadas para expedição

- A zona de escritórios – nesta zona situam-se os gabinetes dos projetistas, do pessoal de fiscalização, do pessoal responsável pelas medições e orçamentos, etc.

A empresa CONCREMAT-Soluções de Betão, como empresa de referência neste setor, atua em diversas áreas tais como: edifícios (logística, indústria, comércio e serviços, habitação e agropecuária); painéis pré-fabricados (arquitetónicos, fachadas e vedações); arquitetura paisagista (lajes de pavimento, vedações transparentes, caldeiras para árvores, bancos); ambiente (absorção acústica, soluções de isolamento vibrático, elementos separadores para reciclagem, estações elevatórias); muros de suporte; passagens hidráulicas e pontes.

A empresa PAVICENTRO – Pré-Fabricação, S.A.[10] nasceu para a construção civil, num pequeno pavilhão em Aveiro, em 1971, onde começou por produzir esteiras e lajes diversas. Durante os anos 70 e 80, conseguiu, apesar da instabilidade da nossa economia, realizar investimentos estratégicos importantes que possibilitaram à empresa evoluir e iniciar-se na área da pré-fabricação pesada.

A empresa desenvolve a sua atividade em diferentes áreas de construção:

- Infraestruturas de transportes: obras de arte rodoviárias, passagem superiores de peões, túneis e galerias técnicas, separadores de via;
- Infraestruturas para telecomunicações: estações de campo/ edifícios; estações semienterradas, estações enterradas;
- Infraestruturas de energia: postos de redução de gás, postos de transformação;
- Infraestruturas de ambiente: reservatórios, barreiras de insonorização;
- Estruturas para edifícios industriais : pavilhões industriais, edifícios comerciais, edifícios administrativos;
- Edifícios habitacionais: painéis em GFRC, monoblocos em GFRC e bungalows.

Em 1983, com o crescimento do negócio, surge a necessidade de criar uma empresa dedicada exclusivamente à comercialização e montagem dos sistemas construtivos da PAVICENTRO, a PONTAVE.

A VIGOBLOCO-Pré-fabricados, S.A. [11] realiza soluções de pré-fabricação, nomeadamente construção de moradias pré-fabricadas em betão, lajes e pré-lajes para pontes, viadutos e edifícios, vigas pré-fabricadas para pontes e viadutos, naves industriais em betão e outros edifícios incluindo estruturas e revestimentos de fachadas; construção de pré-fabricados para muros de vedação e suporte de terras. Fabrica ainda aduelas para sapatas de pontes e também pré-fabricados de betão ligeiros: canaletes para passagem de cabos, floreiras, travessas para a linha férrea e vigas de bordadura.

2.5. Vantagens e desvantagens

As estruturas pré-fabricadas apresentam prós e contras. Descrevem-se de seguida algumas vantagens e desvantagens deste tipo de estruturas, realçando os aspetos considerados mais relevantes.

As estruturas pré-fabricadas apresentam vantagens relacionadas com a conceção, construção em fábrica, económicas e sociais.

As vantagens relacionadas com a conceção são[12]:

- Liberdade conceptual: é possível uma grande diversidade na especificidade do projeto, flexibilidade de conceção da cor, da textura, do tamanho e da forma, de modo a obter as expressões estéticas desejadas (tais como elegância ou abertura). Além disso, o betão pré-fabricado pode ser concebido para se harmonizar como outros materiais de construção;
- Plasticidade: o betão pré-fabricado é um material de qualidade com plasticidade inicial que é incrivelmente recetiva às necessidades criativas do projetista, sendo deste modo economicamente realizável o uso de formas e configurações complexas;
- Controlo de qualidade: o betão pré-fabricado produzido em fábrica permite a existência de um controlo rígido.

As vantagens da construção em fábrica prendem-se com[12]:

- Economia de tempo: a pré-fabricação combinada com a rápida montagem poupa um tempo precioso na construção total. Os atrasos nas betonagens devido ao tempo necessário para a cura inicial do betão e para a montagem e remontagem das cofragens podem ser eliminados;
- Montagem económica: no local de fabrico o tempo de produção é minimizado, e a montagem é possível, quaisquer que sejam as condições meteorológicas;
- Planificação dos trabalhos: os problemas de sobreposição dos trabalhos diminui com a utilização de estruturas pré-fabricadas. Isto economiza dispendiosos trabalhos na obra e acelera a construção;

As vantagens económicas resultantes da utilização de soluções pré-fabricadas estão inerentes a muitos dos aspetos acima mencionados e tornam-se ainda mais evidentes, à medida que as inovações do projeto e as maquinarias aumentam de produtividade. A pré-fabricação de componentes ajuda a reduzir o trabalho “*in situ*”. Diminui-se assim o número de operações no local de obra, minimizando os riscos de acidentes de trabalho e seus custos associados, ajuda-se também a estabilizar o custo global do edifício. Naturalmente, os custos de financiamento serão reduzidos se o tempo global de construção for diminuído[12].

De forma sucinta as vantagens da pré-fabricação não podem ser menosprezadas, uma vez que com este tipo de estruturas as obras ganham rapidez de execução, visto todos os trabalhos de cofragem e escoramento serem praticamente nulos, diminuindo, assim, todos os riscos inerentes aos trabalhos de cofragem, betonagem e descofragem.

Os custos de produção serão forçosamente mais baixos devido à construção dos elementos em fábrica e os custos de manutenção serão mínimos e a mão-de-obra necessária é menor, diminuindo assim os custos com o pessoal. Por outro lado, a dependência de operários especializados é também menor. De salientar ainda, um maior controlo de qualidade e durabilidade, um melhor controlo de planeamento e gestão, uma maior produtividade devido à standardização do processo construtivo, uma menor dependência das condições atmosféricas e uma diminuição das áreas de estaleiro.

Para além de todas as vantagens já identificadas, não se pode deixar de referir também vantagens sociais, nomeadamente melhores condições de trabalho dos funcionários e, por conseguinte, a existência de menores riscos. Tudo isto origina uma tendência de aumento dos salários superior ao aumento dos custos dos materiais e máquinas. Tornar-se-á mais viável economicamente investir em instalações de pré-fabricação e equipamentos de montagem.

Relativamente às desvantagens do uso da pré-fabricação, pode-se apontar a necessidade de uma atenção especial nas fases de fabrico, de transporte, de montagem e de desempenho. De facto, um grande obstáculo a uma maior vulgarização da pré-fabricação, essencialmente do sector pesado, está na exigência de bons acessos, que permitam o trânsito dos meios que transportam os componentes para a obra.

2.6. Tipos de ligações existentes

Segundo Jorge Miguel Proença[13], existe uma grande variedade de soluções para ligações entre elementos pré-fabricados. Tendo por base a classificação de Pompeu dos Santos[14], as ligações podem ser classificadas em relação:

- i. Tipos de elementos ligados:
 - ligações pilar-fundação (entre a base dos pilares e as fundações) ;
 - ligações pilar-pilar (entre troços de pilar);
 - ligações viga-pilar (ligação que desenvolvida no âmbito desta tese, nas regiões dos nós, entre as extremidades das vigas e dos pilares);
 - ligações viga-viga (entre troços de vigas ou entre vigas principais e secundárias);
 - ligações laje-viga (entre bordos das lajes e as vigas de suporte);
 - ligações laje-laje (entre painéis de lajes pré-fabricados).

- ii. Esforços transmitidos:
 - ligações de compressão;
 - ligações de tração;
 - ligações de flexão;
 - ligações de flexão e corte.

- iii. Processo de execução:
 - ligações aparafusadas (ligam-se os elementos pré-fabricados através de elementos metálicos e parafusos, assim como é feito nas estruturas metálicas ou mistas);
 - ligações soldadas (ligam-se os elementos pré-fabricados através da soldagem de chapas ou outros elementos metálicos salientes);
 - ligações pré-esforçadas (através da junta de ligação aplica-se um pós-esforço aos elementos pré-fabricados);
 - ligações de continuidade betonadas em obra (na zona entre elementos pré-fabricados em que se estabelece a emenda de armaduras);
 - ligações coladas (normalmente com resinas epoxídicas, na superfície de contacto entre elementos);
 - ligações de atrito (mobiliza-se o atrito induzido pelo peso próprio entre elementos).

- iv. Comportamento em flexão:
 - ligações articuladas (capazes de transmitir esforços axiais ou de corte, não tendo, capacidade para transmitir momentos fletores);
 - ligações de continuidade total ou rígidas (quando apresentam resistência e deformabilidade comparáveis a das estruturas moldadas em obra);
 - ligações de continuidade parcial ou semi-rígidas (quando apresentam uma deformabilidade significativamente superior a das estruturas moldadas em obra)

As ligações exercem uma forte influência na estabilidade global da estrutura e segundo Mota [16], Meireles Neto [17], Alencar, Parente e Albuquerque [18] e Pinto [19] entre outros, ao existir um pequeno aumento na rigidez da ligação, os deslocamentos laterais e os efeitos globais de segunda ordem, reduzem significativamente[15].

A ligação viga-pilar foi a ligação escolhida para se desenvolver no âmbito da dissertação apresentada. Os diferentes tipos de ligações viga-pilar têm sido frequentemente estudados, bem como o seu comportamento relativamente à ocorrência de ações horizontais. Esta ligação revela uma enorme importância no que diz respeito à ação sísmica em estruturas pré-fabricadas de betão, pois é a partir desta ligação que se pode dissipar energia nos sistemas porticados.

As ligações rígidas entre pilares e vigas mais frequentes exigem, a betonagem do nó de ligação em obra. Para este tipo de ligação, considerando a localização do pilar (se é interior ou exterior) ou a existência simultânea de outro tipo de ligações viga-viga ou pilar-pilar, são inúmeras as

soluções possíveis. Usualmente recorre-se a consolas curtas (cachorros) para apoiar a viga no pilar, podendo estes apoios ser provisórios (metálicos) ou definitivos (metálicos ou em betão armado pré-fabricados conjuntamente com os pilares). Para evitar o risco de rotura da aresta (em consolas em betão armado) ou de queda da própria viga, durante a construção, as consolas segundo Silva[20], devem garantir um apoio mínimo de 10 cm de comprimento.

A superfície das vigas e pilares que fica em contato com o betão moldado em obra deve ser rugosa para que exista uma maior aderência entre betões e a resistência ao corte da ligação seja melhor.

Na ligação viga-pilar a zona do nó de ligação é considerada delicada devido ao congestionamento das armaduras, e o seu grau de complexidade aumenta quanto maior for o número de elementos a ligar. As ligações com recurso ao pré-esforço, uma vez que diminuem a quantidade de armadura no nó, são consideradas uma solução útil.

A ligação viga-pilar (tema desta dissertação) é tradicionalmente utilizada em coberturas, pelo que se considerou, desde o início deste trabalho, que aprofundar e identificar as potencialidades deste tipo de ligação poderia ser também interessante para a indústria da pré-fabricação. Assim, a CONCREMAT acolheu e apoiou o desenvolvimento deste estudo.

Capítulo 3

Ligação viga-pilar de um pórtico industrial pré-fabricado em betão armado

3.1. Ligação em estudo

O estudo realizado teve por objetivo estudar a influência da rigidez e resistência de ligações de betão armado pré-fabricado no comportamento global da estrutura. Para este efeito foi concebido um modelo de elementos finitos no programa SAP2000[27] para a realização de uma análise *pushover* que permitisse avaliar a resposta de um pórtico industrial com um piso.

3.2. Materiais

Na construção do modelo foram utilizados os seguintes materiais: no pilar e na viga o betão C 30/37, de classe de exposição XC4; nas chapas metálicas o aço do tipo S275 e no ferrolho o aço do tipo A500NR.

No caso do ferrolho em que se consideraram as características do aço A500NR, foram utilizados valores médios para o aço, de modo a posteriormente conseguir comparar os valores alcançados, com os valores do modelo ensaiado experimentalmente em laboratório.

No Quadro 3.1 são apresentadas as propriedades dos materiais identificados anteriormente e que foram utilizados nos três modelos analisados.

Quadro 3.1: Características do Betão, Aço A500NR e Aço S275

Betão	Aço A500NR (valor médio)	Aço S275
$f_{ck}(MPa)$ 30	$f_y(MPa)$ 553	$f_y(MPa)$ 275
$f_{cd}(MPa)$ 20	$f_u(MPa)$ 663	$f_u(MPa)$ 430
$f_{cm}(MPa)$ 38	$E_s(GPa)$ 210	$E_s(GPa)$ 210
$f_{ctm}(MPa)$ 2,9	$G(GPa)$ 81	$G(GPa)$ 81
$E_{cm}(GPa)$ 33		
$\varepsilon_{c1}(\text{‰})$ 2,2		
$\varepsilon_{cu1}(\text{‰})$ 3,5		

Nas definições dos materiais, o aço foi modelado como não linear.

Os gráficos da Figura 3.1 e da Figura 3.2 apresentam o comportamento do aço A500NR utilizado no ferrolho. O primeiro gráfico mostra a relação tensão-extensão do aço, e o segundo a relação a força-extensão, considerando um ferrolho com o diâmetro de 25 mm.

Estes gráficos foram importantes, para comparar com os gráficos das Figuras 3.29, 3.30, 3.37, 3.38, 3.46 e 3.47 que se apresentam mais adiante e que relacionam a força do ferrolho à medida que os diferentes deslocamentos foram incrementados na estrutura e assim verificar se o aço tinha o comportamento esperado.

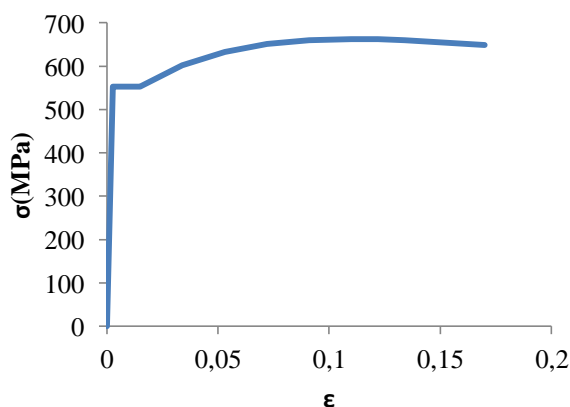


Figura 3.1: Gráfico Tensão-Extensão do aço A500NR

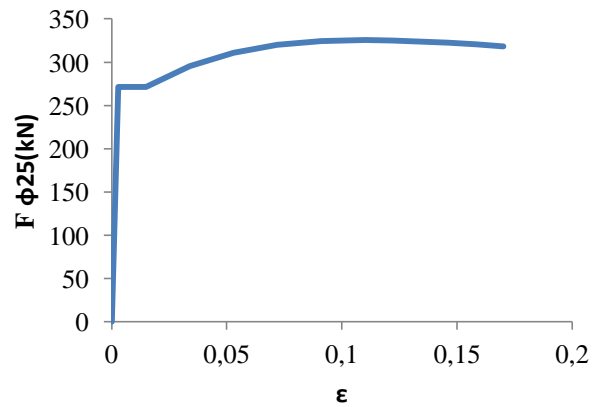


Figura 3.2: Gráfico Força φ25-extensão do aço A500NR

É importante referir que o gráfico da Figura 3.2 se obteve a partir do gráfico da Figura 3.1 por aplicação da fórmula:

$$\sigma = \frac{F}{A} \Leftrightarrow F = A \times \sigma \quad (1)$$

em que A corresponde à área do ferrolho, ou seja, o equivalente a área de um varão com 25 mm, ou seja,

$$A = \pi \left(\frac{0,025}{2} \right)^2 = 4,91 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

tendo-se obtido um valor de A aproximadamente igual a 4,91 cm². No quadro seguinte (Quadro 3.2) apresentam-se os valores numéricos correspondentes às relações tensão-extensão e força-extensão apresentados.

Quadro 3.2: Características extensão e tensão do Aço A500NR e força para um ferrolho com o diâmetro de 0,025m

ε	σ (MPa)	F $\phi 25$ (kN)
0	0	0
0,003	553,0	271,5
0,015	553,0	271,5
0,034	602,0	295,5
0,053	633,2	310,8
0,072	651,5	319,8
0,091	660,5	324,2
0,110	663,0	325,4
0,122	662,2	325,1
0,134	660,0	324,0
0,146	656,8	322,4
0,158	652,9	320,5
0,170	648,4	318,3

No Quadro 3.2 a extensão 0,003 corresponde à tensão e à força de cedência, a extensão 0,110 à tensão e à força máxima e a extensão 0,170 à tensão e força de rotura.

3.3. Descrição do modelo

O pórtico simulado em SAP2000 é constituído por dois pilares com 7m de altura e uma seção transversal de 0,4x0,4m² (ver Figura 3.4) e por uma viga com 10m de vão e uma seção transversal de 0,4x0,6m² (ver Figura 3.6). Na união entre o pilar e a viga (ocupando 0,005 m da altura do pilar e da viga) foram colocadas molas que pretendiam representar duas chapas metálicas existentes no contacto entre viga e o pilar, no modelo real (ver Figuras 3.5 e 3.6). As molas encontram-se espaçadas entre si 0,04m (no primeiro modelo, para o segundo e terceiro modelos estão espaçadas 0,05m), tendo 0,01m de comprimento (perfazendo assim a altura completa do pilar e da viga, 6,7 e 0,6 metros respetivamente).

Nas Figuras 3.3 e 3.4 são apresentadas as plantas da ligação com chapas e molas (do primeiro modelo), respetivamente, e nas Figuras 3.5 e 3.6 são apresentados os cortes referentes às duas plantas anteriores. A Figura 3.5 representa o corte da Figura 3.3 e a Figura 3.6 o corte da Figura 3.4.

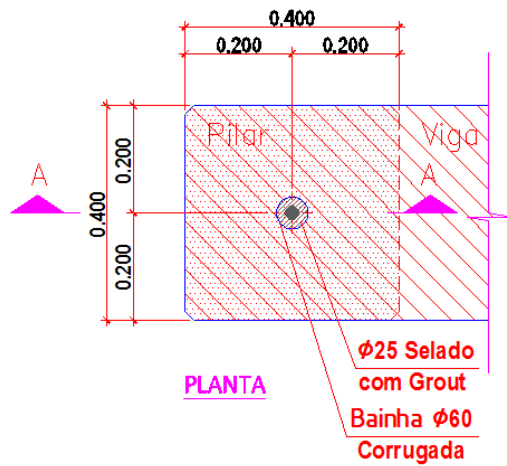


Figura 3.3: Planta do modelo Real com chapas

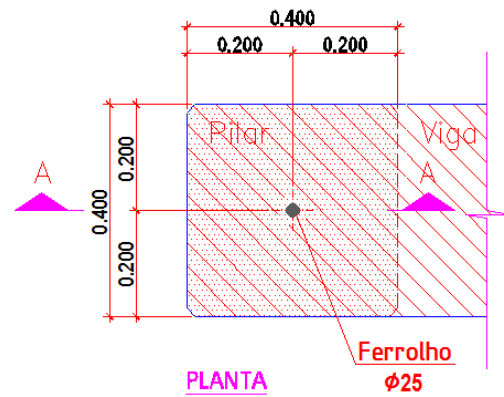


Figura 3.4: Planta do modelo em SAP com molas

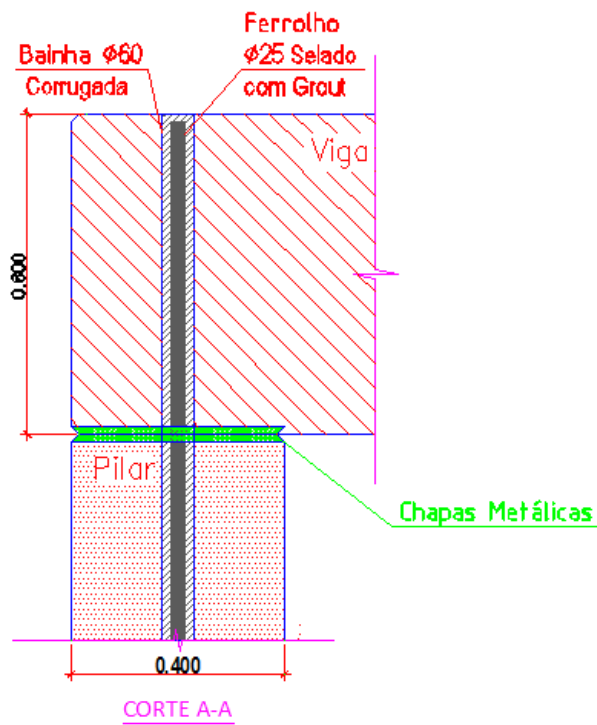


Figura 3.5: Corte do modelo Real com chapas (1º modelo)

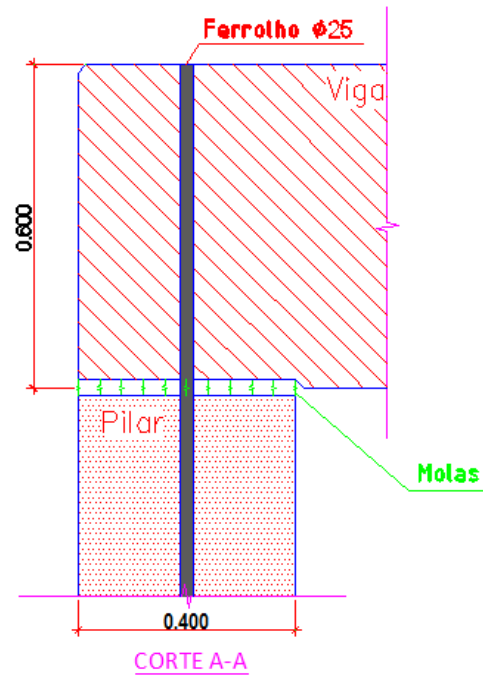


Figura 3.6: Corte do modelo em SAP com molas (1º modelo)

A rigidez de cada mola foi obtida tendo em conta o módulo de elasticidade do aço, a espessura das chapas e a área de influência da mola. A expressão para o cálculo da rigidez de cada mola teve por base a equação (1), apresentada anteriormente, e a equação (2):

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (2)$$

Assim, a expressão que permitiu obter o valor de rigidez da mola (k) foi a seguinte:

$$F = k \times \delta \Leftrightarrow \sigma \times A = k \times \varepsilon \times 2e \Leftrightarrow \varepsilon \times E \times A = k \times \varepsilon \times 2e \Leftrightarrow k = \frac{EA}{2e} \quad (3)$$

Relativamente ao primeiro modelo, para as molas das extremidades dos pilares à esquerda e à direita (em que $e=0,04$ m corresponde à espessura de cada chapa) obteve-se um valor de rigidez de $1,68 \times 10^8$ kN/m e para as restantes, no interior dos pilares, um valor de k de $3,36 \times 10^8$ kN/m.

O valor da rigidez das molas no interior dos pilares é maior do que nas extremidades, uma vez que a área de influência é maior para as molas no interior do pilar e como esta é diretamente proporcional à rigidez, o valor da rigidez destas molas é também maior.

As molas modelam as chapas de ligação no que respeita ao contato entre elementos. Para ter em conta a influência que a chapa tem em cada elemento colocou-se uma *frame* em cada elemento (viga e pilar) a unir os nós onde as molas ligam com as características de flexão das chapas. As molas são elementos *gap* e só funcionam à compressão.

Na primeira ligação simulada, para ligar o pilar à viga, foi colocado um ferrolho com um diâmetro de 0,025 m, na linha média da peça, que ocupa toda a altura da viga, ultrapassa as chapas metálicas e atravessa ainda parte do pilar, tendo no seu todo 1,6m de comprimento. Posteriormente foram criados mais dois modelos, um com dois ferrolhos e outro com quatro ferrolhos em cada pilar.

Constatou-se, considerando as cargas verticais e o correr da análise, que o ferrolho apesar de nas definições da *frame*, onde se inseriu e se considerou um aço de A500NR, atingia valores superiores aos da sua tensão limite. Para solucionar este problema criou-se uma rótula plástica com modelo de fibras na zona entre a viga e o pilar, tendo-se dado a estas fibras as características do ferrolho (desenhado inicialmente nas seções do material), afim de o ferrolho ter exatamente as características do aço A500NR.

À semelhança do efetuado na viga, também no pilar foi criada uma malha de elementos finitos, com uma discretização que permitisse com o correr da análise obter resultados mais rigorosos e perceber de uma forma mais detalhada o comportamento da estrutura em diferentes zonas.

A malha de elementos finitos do pilar e da viga foi modelada como elemento *shell*, considerando 0,4m de espessura tanto para o pilar como para a viga.

As cargas verticais foram aplicadas recorrendo a uma viga fictícia de rigidez reduzida no topo da viga com o objetivo de aplicar as cargas diretamente na viga, de forma a não ser necessário repartir a força em cada ponto da malha criada.

As Figuras 3.7 e 3.8 apresentam o modelo em estudo e um pormenor da ligação viga-pilar:

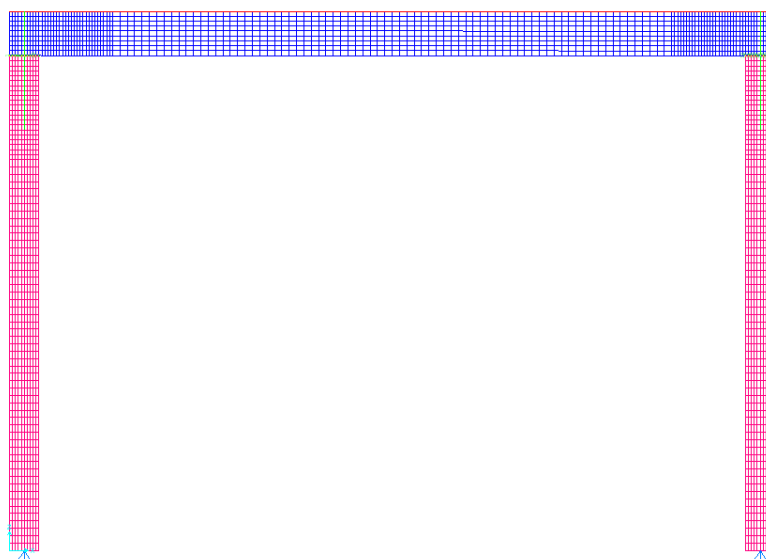


Figura 3.7: Pórtico com 1 ferrolho por ligação

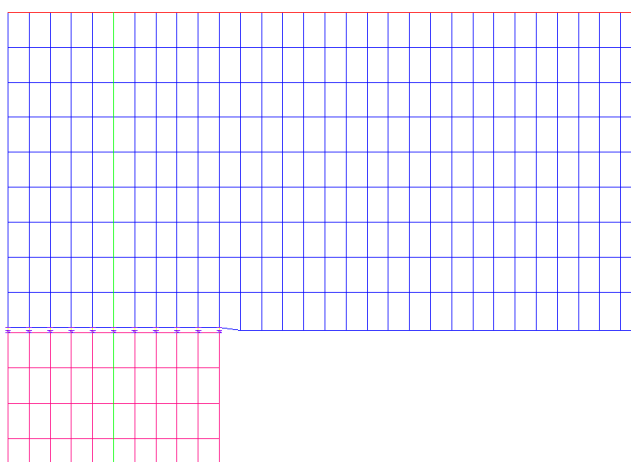


Figura 3.8: Pormenor ligação viga-pilar 1º modelo

O segundo modelo criado em SAP2000, manteve todas as definições e características do primeiro pórtico, exceto no número de ferrolhos, na malha de elementos finitos e no número de molas (reduziu-se de 11 para 9 molas). Este modelo, passou então a ter quatro ferrolhos no total, sendo que cada pilar é constituído por 2 ferrolhos, cada um afastado da linha média da peça 0,15m. A malha de elementos finitos, face ao primeiro modelo, foi alterada e refinada de uma forma diferente para que os novos ferrolhos introduzidos coincidissem com os nós da malha gerada. O número de molas também foi alterado, para que ficassem alinhadas com os ferrolhos e com os nós da nova malha gerada. O coeficiente de rigidez também foi alterado, para as molas das extremidades dos pilares à esquerda e à direita (em que $e=0,05$ m) obteve-se um valor de rigidez de $2,1 \times 10^8$ kN/m e para as restantes, no interior dos pilares, um valor de k de $4,2 \times 10^8$ kN/m.

Nas Figuras 3.9 e 3.10 são apresentados o corte da ligação com chapas e molas, respetivamente, relativos ao segundo modelo (no terceiro modelo a representação em corte mantém-se).

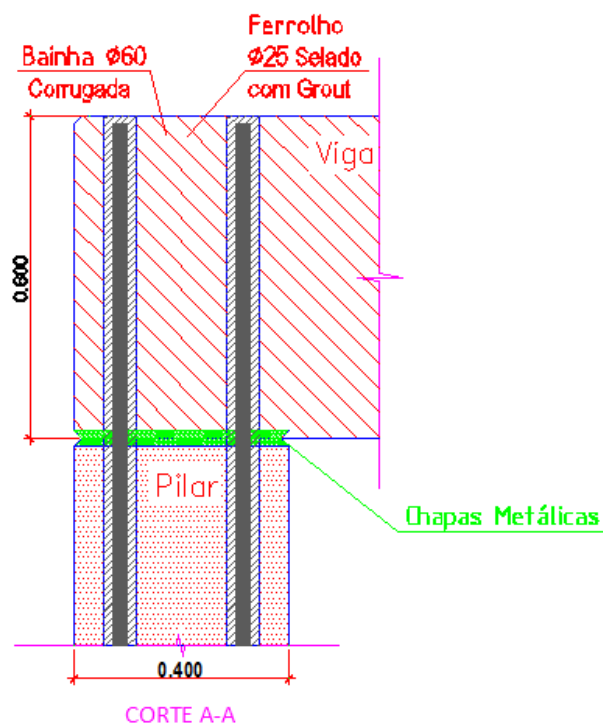


Figura 3.9: Corte do modelo Real com chapas (2º e 3º modelos)

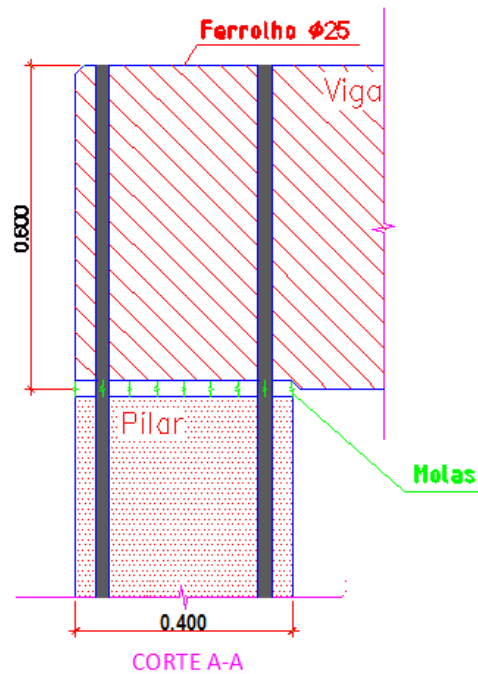


Figura 3.10: Corte do modelo em SAP com molas (2º e 3º modelos)

As Figuras 3.11 e 3.12 apresentam o segundo modelo em estudo e um pormenor da ligação viga-pilar:



Figura 3.11: Pórtico com 2 ferrolhos por ligação

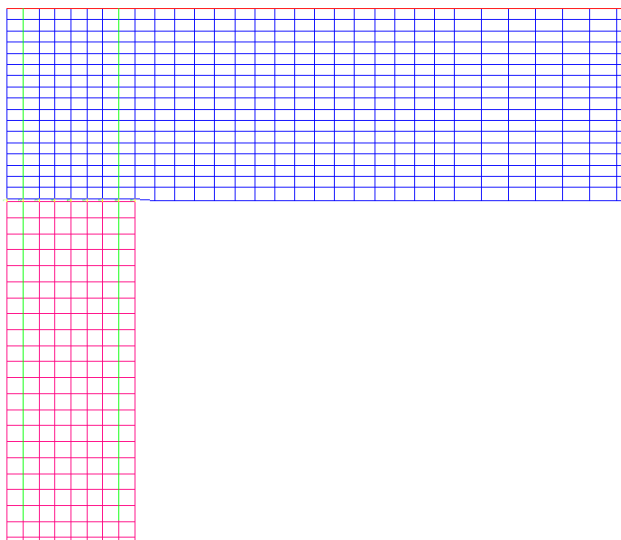


Figura 3.12: Pormenor ligação viga-pilar 2º modelo

O terceiro modelo em relação ao segundo sofreu uma simplificação de simetria em que se modelou apenas metade da espessura da viga e do pilar e consequentemente metade da distribuição das cargas.

Sendo o modelo composto no total por 8 ferrolhos (cada pilar com 4 ferrolhos) e tendo-se optado por uma representação 2D, efetuou-se uma simplificação relativamente ao segundo modelo, que resultou em modelar apenas metade da espessura, o que significa apenas 2 ferrolhos por nó. Assim, no final os resultados obtidos foram multiplicados por 2 de forma a contabilizar os esforços dos quatro ferrolhos em cada pilar.



Figura 3.13: Pórtico com 4 ferrolhos por ligação

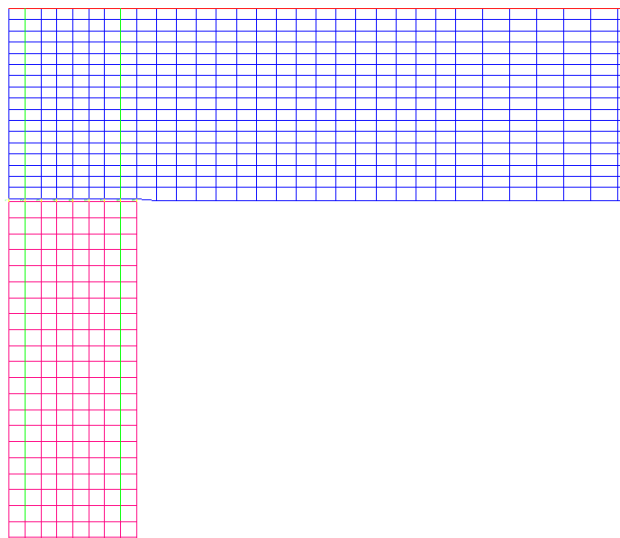


Figura 3.14: Pormenor ligação viga-pilar 3º modelo

Sobre o tipo de apoio utilizado na estrutura, a primeira hipótese considerada foi a base encastrada. Nestas condições verificou-se que a resposta obtida não tinha rotura, uma vez que quando os nós de ligação viga-pilar atingiam o seu limite, os dois pilares funcionavam como consola aumentando o momento fletor na base indefinidamente. Neste modelo não se estava a controlar o efeito dos nós de ligação viga-pilar no comportamento global da estrutura.

Assim, optou-se como solução para modelar a estrutura, sustentar os pilares em apoios duplos, dado que nestas condições a estrutura atingia o limite quando os dois nós da ligação viga-pilar atingissem o limite, comportando-se a estrutura a partir desse momento como um mecanismo. Em suma, a estrutura começou por ser uma vez hiperstática (o número de reações é superior uma vez ao número de equações da estática, ou seja, tem por isso mais uma ligação do que é necessário), e passou a ser isostática (número de reações é igual ao número de equações da estática) assim que um dos nós deixou de ter ligações rígidas (quando um dos nós da ligação pilar-viga atingiu a cedência). Quando o segundo nó da ligação viga-pilar atingiu a cedência a estrutura passou a ser hipostática (número de reações é inferior ao de equações da estática), formando um mecanismo plástico.

A Figura 3.15, a Figura 3.16 e a Figura 3.17 apresentam as três fases do modelo, com os respetivos cálculos de estática (Quadro 3.3), enquanto decorreu a análise.

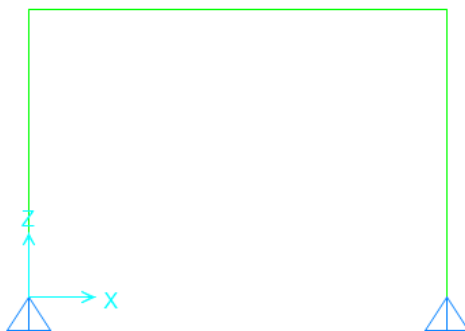


Figura 3.15: Modelo na fase elástica

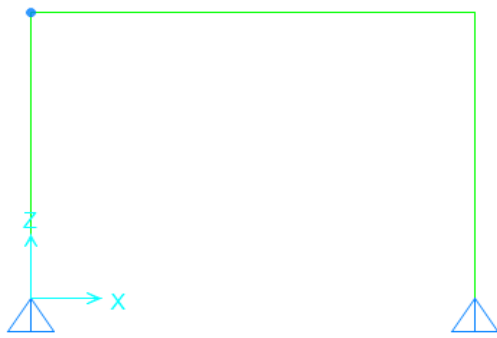


Figura 3.16: Modelo após a formação da primeira rótula plástica

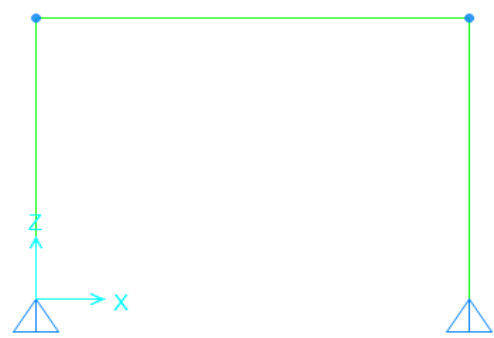


Figura 3.17: Modelo após a formação da segunda rótula plástica

$$\alpha_{ext} = \text{número de reações} - 3 \quad (4)$$

$$\alpha_{int} = 3 \times \text{número malhas fechadas} - \text{número ligações interiores}$$

Quadro 3.3: Cálculo da estatia para modelo inicial, modelo com 1 e 2 rótulas plásticas respetivamente

	α_{ext}	α_{int}	$\alpha_g = \alpha_{ext} + \alpha_{int}$
modelo inicial	1	0	1
modelo com 1ª rótula plástica	1	-1	0
modelo com 2ª rótula plástica	1	-2	-1

A Figura 3.19 corresponde à segunda solução de apoio adotada, tendo sido criado um apoio simples no centro de gravidade da seção, onde se uniram todos os pontos da base, através de uma *frame* fictícia com uma inércia muito elevada em torno do eixo y. Com esta nova *frame* todos os pontos da base comportaram-se como um corpo rígido, tendo-se com esta nova solução de apoio conseguido um melhor controlo sobre a resposta da ligação do nó entre a viga e o pilar.

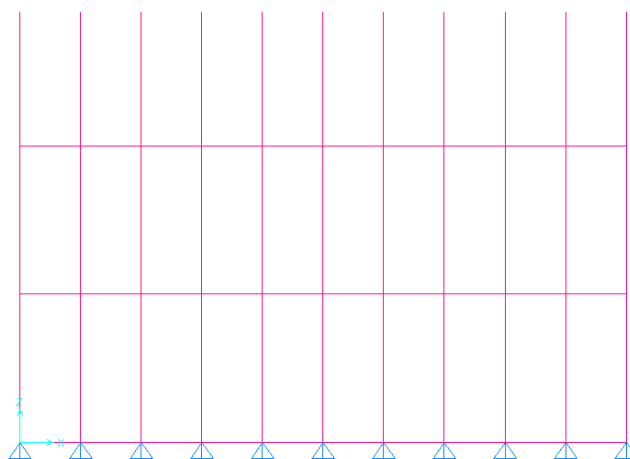


Figura 3.18: 1ª solução de apoio adotada para a base (1º modelo)

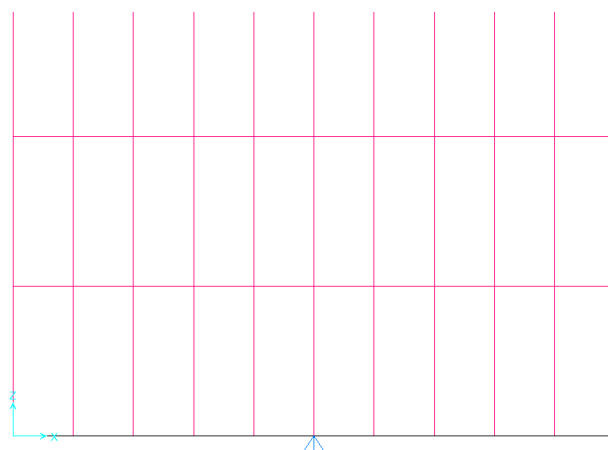


Figura 3.19: 2ª solução de apoio adotada para a base (1º modelo)

3.4. Cargas aplicadas

3.4.1. Cargas verticais

As cargas verticais assumidas na estrutura para a cobertura foram a carga permanente e a sobrecarga, com os valores de $0,5 \text{ KN/m}^2$ e $0,3 \text{ KN/m}^2$, respetivamente. Tendo em conta, o afastamento de 10m entre os pórticos, obteve-se uma carga permanente de 5 KN/m , considerando o peso próprio da cobertura, o equipamento suspenso (*sprinklers*, iluminação etc. e peso próprio da madre), e uma sobrecarga de 3 KN/m .

3.4.2. Ações horizontais

A aplicação de deslocamentos horizontais foi efetuada através da análise *pushover* realizada no programa SAP2000, onde foram incrementados deslocamentos crescentes no centro de massa, obtendo-se a resposta da estrutura (força de corte basal, momento provocado pelas molas à compressão e pela tração do ferrolho, etc).

Foram consideradas dois tipos de análise *pushover*, uma relacionada com os modos de vibração (*mode*) e outra relacionada com a aceleração (*acc*) das massas. Este tipo de análises é utilizado no modo de avaliação da resposta sísmica que está prevista pelo Eurocódigo 8.

Os resultados obtidos a nível do nó da ligação viga-pilar, foram muito semelhantes quer pela análise *pushover mode* como pela *pushover acc*, pelo que se consideraram apenas os gráficos da análise *mode*.

3.4. Combinação de ações

Relativamente à combinação de ações aplicou-se para as ações verticais, uma combinação de ações quase permanente ($CQP=CP+\Psi_2*SC$)[21] e para as ações horizontais, considerando a atuação das ações verticais, foram incrementados deslocamentos horizontais crescentes através da análise *pushover*.

3.5. Análise de resultados

Para explicar os resultados obtidos com os modelos estudados criou-se um modelo simplificado recorrendo à linha média da estrutura, que a seguir se apresenta:

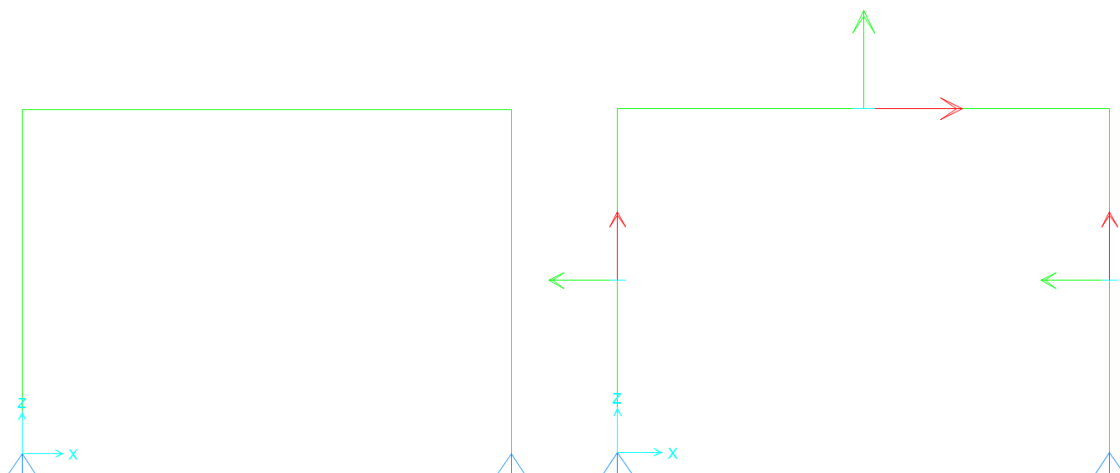


Figura 3.20: Modelo simplificado

Figura 3.21: Eixos locais no modelo simplificado

Neste modelo foi inserida uma carga vertical e uma força horizontal. Analisando os esforços (momento fletor e esforço axial) no pilar,   esquerda e   direita, obtiveram-se os sinais apresentados no Quadro 3.4:

Quadro 3.4: Sinais da Carga Permanente e da Força Horizontal para o modelo simplificado para o pilar   esquerda e   direita

	Pilar � Esquerda		Pilar � Direita	
	Carga Permanente	Força Horizontal	Carga permanente	Força horizontal
N	-	+	-	-
M	-	+	+	+

O Quadro 3.4   relevante para justificar alguns resultados obtidos nos gráficos momento fletor-rotac o relativa no nó e esforço axial-rotac o relativa no nó (Figuras 3.27 e 3.28, 3.35 e 3.36, 3.44 e 3.45).

São, ainda, apresentados de seguida diagramas (Figuras 3.22, 3.23, 3.24 e 3.25) que traduzem o quadro anterior (Quadro 3.4), onde a azul se encontram assinalados os sinais positivos e a encarnado, os sinais negativos.   importante referir que o interesse destes diagramas está relacionado com a observa o do comportamento do pilar   esquerda e   direita, considerando que o estudo foi sempre efetuado no nó do pilar.

A Figura 3.22 representa o diagrama do esforço axial quando atua a carga vertical e a Figura 3.23 representa o diagrama do esforço axial quando atua a força horizontal:

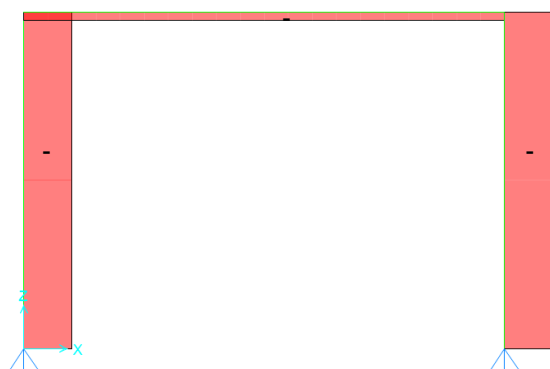


Figura 3.22: Diagrama N quando atua a CP

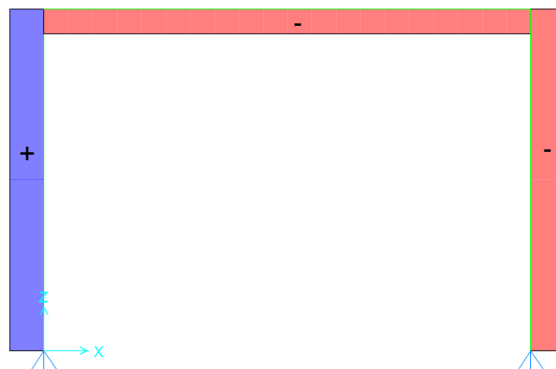


Figura 3.23: Diagrama N quando atua H

O diagrama de momento fletor da Figura 3.24 representa o momento fletor quando atua a carga permanente e o diagrama da Figura 3.25 representa a distribuição de momentos quando atua a força horizontal.

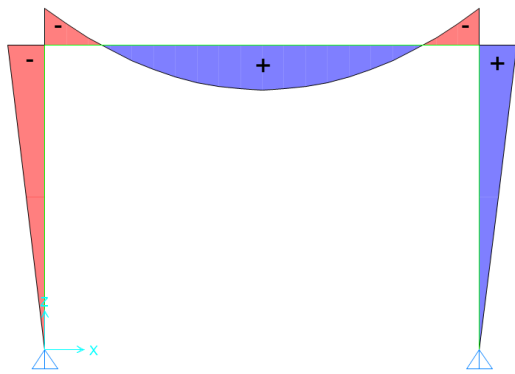


Figura 3.24: Diagrama M para quando atua a CP

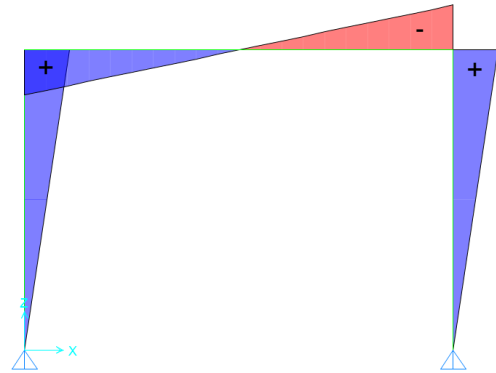


Figura 3.25: Diagrama M para quando atua H

3.5.1. Análise de resultados 1º modelo

Na análise dos resultados obtidos no primeiro modelo, com um ferrolho, efetuou-se uma primeira avaliação dos resultados tendo em conta a força de corte basal e o deslocamento no ponto referente ao centro de massa. Com os dados conseguidos construiu-se o gráfico da Figura 3.26 que relaciona a força de corte basal e o deslocamento no centro de massa da viga.

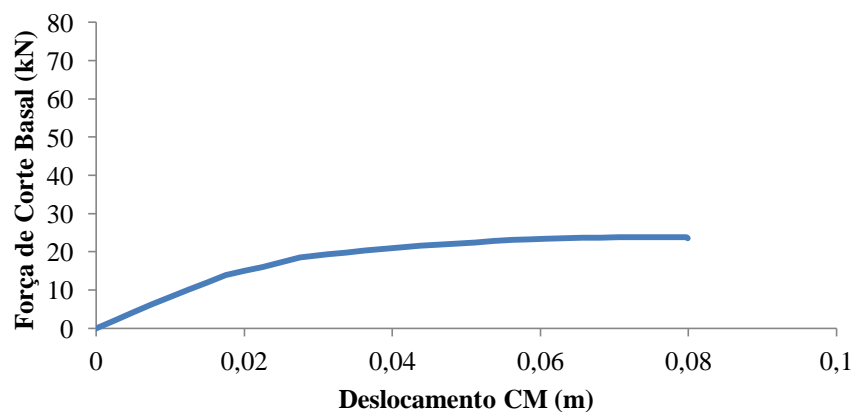


Figura 3.26: Gráfico Força de corte basal-Deslocamento total da estrutura (ou no centro de massa)

A análise deste gráfico permite observar que inicialmente a força na base da estrutura variou linearmente com o deslocamento. Ao atingir o primeiro ponto de cedência (correspondente ao primeiro ferrolho a entrar na fase plástica), a estrutura passou a ter um comportamento não linear, atingindo um ponto máximo a partir do qual a força diminuiu. Atinge-se um último ponto, que corresponde ao deslocamento último que a análise *pushover* conseguiu incrementar.

O Quadro 3.5 apresenta o ponto em que se iniciou a análise, o ponto de cedência (onde terminou a fase elástica e se iniciou a plasticidade do primeiro ferrolho), o máximo valor atingido (que corresponde à máxima força global atingida pela estrutura) e o último ponto que corresponde ao deslocamento máximo que se conseguiu alcançar na análise.

Salienta-se que foi considerado como ponto de cedência o ponto imediatamente antes de ocorrer a cedência.

Quadro 3.5: Força basal-Deslocamento do CM

	Deslocamento CM (m)	Força Basal (kN)
1º ponto gráfico	0	0
1ª ponto cedência	0,0175	13,88
máximo	0,0756	23,85
último ponto	0,0799	23,49

Com base no gráfico da Figura 3.26 determinou-se a rigidez elástica e a ductilidade da estrutura, que se apresentam no Quadro 3.6.

Para determinar a rigidez elástica, assumiu-se uma resposta linear até à cedência. O valor da rigidez traduz-se pela inclinação da reta do gráfico da Figura 3.26 na fase elástica e é dada pelo quociente entre a diferença de forças (ponto de cedência e primeiro ponto do gráfico) e a diferença de deslocamentos dos respetivos pontos.

Para obter a ductilidade, propriedade mecânica que mede o nível da deformação plástica em relação à deformação elástica que o material suporta antes de atingir a rotura, calculou-se o quociente entre o deslocamento último (do último ponto do gráfico que corresponde ao ponto em que a análise terminou) e o deslocamento na cedência.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_{ced}}$$

(5)

Quadro 3.6: Valores da rigidez e ductilidade para o primeiro modelo

k (kN/m)	793,01
μ	4,56

Efetuiu-se ainda uma avaliação tendo em conta as forças em cada mola (compressão), o alongamento de cada mola e ainda a força no ferrolho. Com estes dados para cada passo da ação horizontal foi calculado um momento e um esforço axial, e uma rotação (representativa da abertura provocada pelo alongamento das molas que estavam alongadas).

Considerando os diferentes momentos, esforços axiais e rotações dos vários passos da ação horizontal, foram concebidos para cada pilar gráficos com base nos valores dos quadros que relacionam o momento fletor-rotação relativa no nó e o esforço axial-rotação relativa no nó. O Quadro 3.7, apresenta os valores que serviram de base à construção dos dois gráficos do primeiro modelo (Figura 3.27 e Figura 3.28).

Capítulo 3. Ligação viga-pilar de um pórtico industrial pré-fabricado em betão armado

Quadro 3.7: Esforço axial, Momentos fletores e Rotação correspondentes a cada step da análise no pilar à esquerda e à direita

Nó do pilar à esq			Nó do pilar à dir			step
N (kN)	Momentos(kNm)	θ (rad)	N(kN)	Momentos (kNm)	θ (rad)	
-26,00	-13,126	-0,00023	-26,00	13,126	0,00023	0
-24,73	-7,040	-0,00010	-27,27	19,206	0,00037	1
-23,39	-0,226	0,00000	-28,62	25,356	0,00051	2
-22,09	6,149	0,00008	-29,91	31,432	0,00065	3
-20,89	11,626	0,00019	-31,11	37,405	0,00079	4
-19,70	17,096	0,00031	-32,30	43,38	0,00092	5
-18,51	22,567	0,00043	-33,49	49,35	0,00106	6
-17,34	28,0168	0,00054	-34,66	55,10	0,00121	7
-16,62	33,158	0,00065	-35,37	56,60	0,00146	8
-15,97	38,255	0,00076	-36,03	57,65	0,00183	9
-15,22	43,42	0,00087	-36,78	59,60	0,00215	10
-14,49	48,32992	0,00099	-37,51	61,70	0,00246	11
-14,29	49,31952	0,00111	-37,72	62,60	0,00262	12
-13,94	50,82796	0,00139	-38,06	64,19	0,00292	13
-13,68	51,53988	0,00171	-38,31	65,74	0,00323	14
-13,34	53,12896	0,00199	-38,66	67,32	0,00345	15
-13,04	54,731	0,00226	-38,96	68,430	0,00379	16
-12,76	56,09	0,00255	-39,23	69,53	0,00411	17
-12,54	57,38	0,00283	-39,47	70,29	0,00446	18
-12,35	58,66	0,00312	-39,66	70,66	0,00482	19
-12,16	59,95	0,00340	-39,85	71,02	0,00518	20
-11,96	61,23	0,00369	-40,04	71,39	0,00554	21
-11,78	62,52	0,00398	-40,23	71,75	0,00591	22
-11,60	63,64	0,00427	-40,40	72,11	0,00627	23
-11,45	64,47	0,00458	-40,54	72,46	0,00663	24
-11,34	65,06	0,00481	-40,64	72,71	0,00690	25
-11,30	65,37	0,00516	-40,70	72,73	0,00727	26
-11,26	65,68	0,00551	-40,75	72,63	0,00764	27
-11,21	65,98	0,00586	-40,79	72,53	0,00802	28
-11,17	66,29	0,00621	-40,83	72,42	0,00840	29
-11,14	66,60	0,00656	-40,87	72,21	0,00878	30
-11,13	66,8634	0,00692	-40,88	71,95	0,00917	31
-11,14	66,79	0,00729	-40,87	71,70	0,00955	32
-11,15	66,73	0,00748	-40,86	71,57	0,00974	33
-11,14	66,72	0,00752	-40,88	71,53	0,00978	34
-11,26	66,74	0,00754	-40,77	70,35	0,00986	35
-11,34	66,75	0,00754	-40,68	69,53	0,00992	36
-11,34	66,75	0,00754	-40,69	69,53	0,00992	37
-11,34	66,75	0,00754	-40,68	69,53	0,00992	38
-11,34	66,75	0,00754	-40,68	69,53	0,00992	39
-11,34	66,75	0,00754	-40,68	69,53	0,00992	40
-11,34	66,75	0,00754	-40,68	69,53	0,00992	41
-11,34	66,75	0,00754	-40,68	69,53	0,00992	42

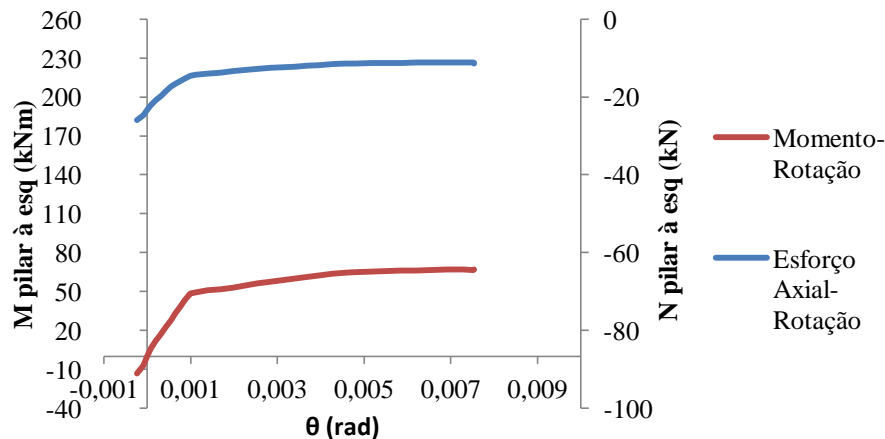


Figura 3.27: Gráfico Momento fletor-Rotação relativa no nó do pilar à esquerda e Esforço axial-Rotação relativa no nó do pilar à esquerda da estrutura

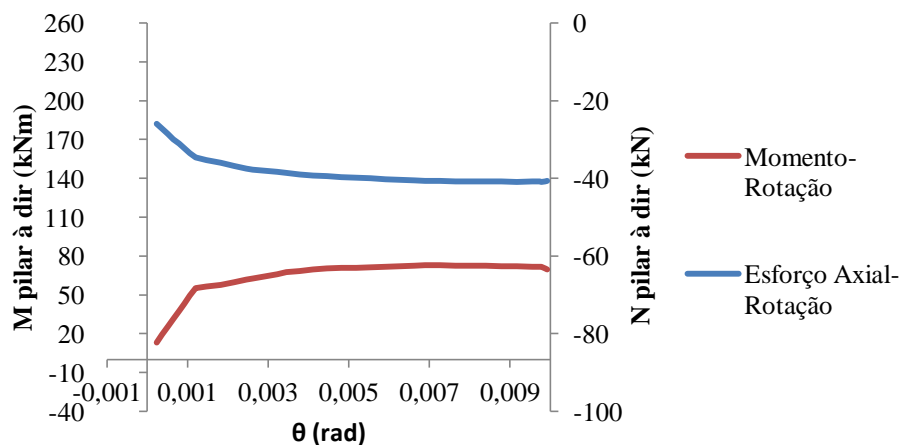


Figura 3.28: Gráfico Momento fletor-Rotação relativa no nó do pilar à direita e Esforço axial-Rotação relativa no nó do pilar à direita da estrutura

Analisando os dois gráficos anteriores (Figuras 3.27 e 3.28) e tendo como referência os resultados do Quadro 3.4, para o pilar à esquerda (Figura 3.27), verifica-se que o esforço axial inicialmente negativo devido à carga quase permanente (que no Quadro 3.4 para o pilar à esquerda tem um valor de esforço axial negativo), vai-se reduzindo, devido à ação horizontal, onde no Quadro 3.4 o valor do esforço axial (N) é positivo do Quadro 3.4, por isso o valor do esforço N vai-se tornando cada vez menos negativo à medida que se vão inserindo os diferentes incrementos de deslocamento (no entanto não chega a atingir o valor positivo).

Relativamente ao momento fletor verifica-se a mesma evolução que no esforço axial (pelas mesmas razões, agora relacionadas com o momento), no entanto, o valor do momento fletor, chega a atingir valores positivos.

Observando o segundo gráfico da Figura 3.28 e tendo como base os resultados do Quadro 3.4 para o pilar à direita, verifica-se que o esforço axial, à semelhança do pilar à esquerda começa com um valor

negativo devido à carga quase permanente (que no Quadro 3.4 para o pilar à direita tem um valor de esforço axial negativo), no entanto devido à ação horizontal, no Quadro 3.4 o esforço N assume valores negativos e por isso o esforço axial vai-se tornando cada vez mais negativo.

No que se refere ao momento fletor no pilar à direita, inicialmente para a combinação da carga quase permanente é positivo e o mesmo acontece para a ação horizontal, por isso o momento começa positivo e vai-se tornando cada vez mais positivo. Na análise do segundo gráfico (Figura 3.28), relativo ao pilar à direita, é possível constatar que o valor do momento fletor a certa altura começa a diminuir (quando a rotação das molas já é muito elevada), este fenómeno relaciona-se com o ferrolho ter atingido a sua tensão máxima.

Os dois quadros seguintes (Quadros 3.8 e 3.9) traduzem os pontos notáveis nos gráficos momento fletor-rotação relativa no nó e esforço axial-rotação relativa no nó, dos pilares à direita e à esquerda:

Quadro 3.8: Momento fletor-Rotação relativa

	Pilar à Esquerda		Pilar à Direita	
	θ (rad)	M (kNm)	θ (rad)	M (kNm)
1º ponto gráfico	-0,0002	-13,13	0,0002	13,13
ponto cedência	0,0010	48,33	0,0012	55,10
ponto máximo	0,0069	66,86	0,0073	72,73
último ponto	0,0075	66,75	0,0099	69,53

Quadro 3.9: Esforço axial-Rotação relativa

	Pilar à Esquerda		Pilar à Direita	
	θ (rad)	N (kN)	θ (rad)	N (kN)
1º ponto gráfico	-0,0002	-26,00	0,0002	-26,00
ponto cedência	0,0010	-14,49	0,0012	-34,66
ponto máximo	0,0069	-11,13	0,0092	-40,88
último ponto	0,0075	-11,34	0,0099	-40,68

Por se considerar relevante apresenta-se nos gráficos seguintes (Figuras 3.29 e 3.30) a relação entre a força do ferrolho e o deslocamento total da estrutura.

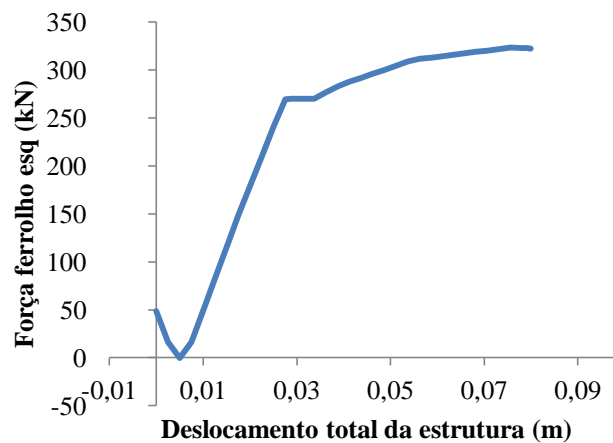


Figura 3.29: Gráfico Força do ferrolho no pilar à esquerda – Deslocamento total da estrutura

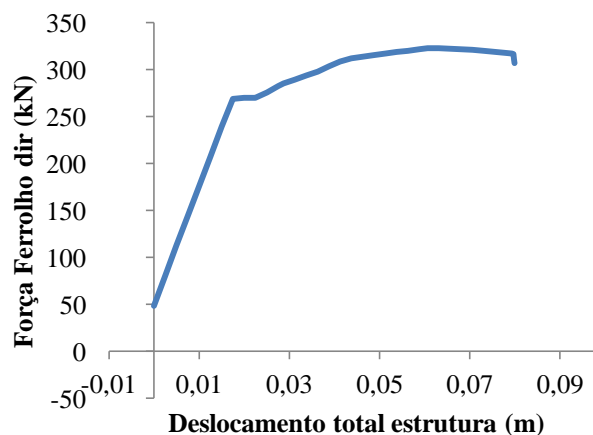


Figura 3.30: Gráfico Força do ferrolho no pilar à direita – Deslocamento total da estrutura

Comparando os gráficos anteriores (Figuras 3.29 e 3.30) com o gráfico da Figura 3.2 representativo das características do aço A500NR, constata-se que a força máxima atingida pelo ferrolho (Figura 3.29 e Figura 3.30) é similar à força máxima atingida na Figura 3.2, o que leva a concluir que a modelação do ferrolho funcionou corretamente.

Observando os gráficos das Figuras 3.29 e 3.30, verifica-se que a força no ferrolho vai aumentando à medida que o valor do deslocamento aumenta. No entanto a força do ferrolho (da direita) ao atingir o valor máximo decresce progressivamente até atingir o valor de rotura (ver Figura 3.30). No gráfico da Figura 3.29 é importante referir que a força no ferrolho apresenta uma redução inicial. Esta redução deve-se à aplicação da ação horizontal após a aplicação das cargas quase permanentes (ações verticais). Como o sinal do momento fletor é diferente para estas duas ações, primeiro ocorre uma anulação do momento fletor que depois volta a crescer com o sinal contrário.

O comportamento da curva dos gráficos força ferrolho-deslocamento total da estrutura (Figura 3.29 e Figura 3.30) é análogo ao comportamento da curva do gráfico da força basal-deslocamento do centro de massa (Figura 3.26), pois ambas têm um comportamento inicialmente linear, atingem um máximo que corresponde à força máxima do ferrolho relacionada com a tensão máxima do aço, e a partir daí começam a decrescer (a estrutura encontra-se na fase plástica) e atingem o valor de rotura que corresponde ao último ponto possível de incrementar pela ação horizontal.

Apresenta-se no Quadro 3.10 os pontos notáveis considerados para os gráficos da Figura 3.29 e Figura 3.30 da força do ferrolho no pilar à esquerda e à direita. O último ponto do pilar à direita corresponde a um valor inferior ao último ponto do aço (ver Quadro 3.2), logo este ferrolho atingiu a rotura.

Quadro 3.10: Força ferrolho-Deslocamento total da estrutura, à esquerda e direita

	Pilar à Esquerda		Pilar à Direita	
	Deslocamento CM (m)	Força Ferrolho (kN)	Deslocamento CM (m)	Força Ferrolho (kN)
1º ponto gráfico	0	48,44	0	48,46
cedência	0,0275	269,37	0,0175	268,54
máximo	0,0756	323,19	0,0631	322,95
último ponto	0,0799	322,43	0,0799	306,94

Para além dos gráficos apresentados anteriormente, considerou-se relevante apresentar um gráfico que relacionasse a rotação da seção (rotação relativa na junta) com o deslocamento do centro de massa (Figura 3.31).

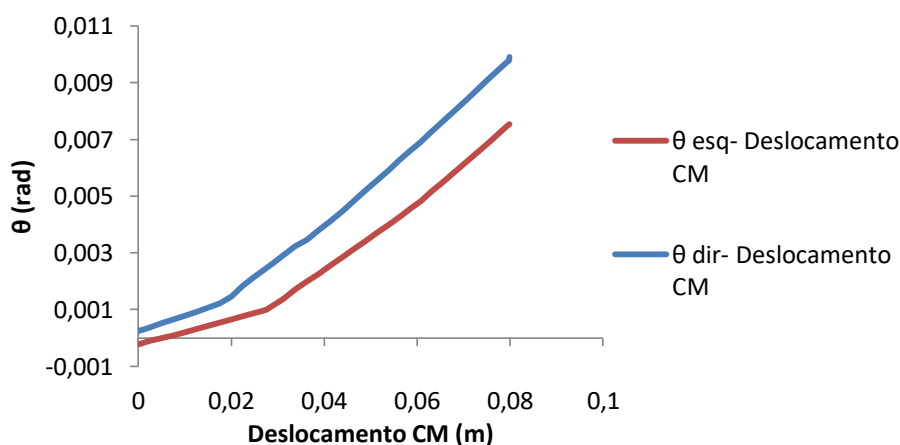


Figura 3.31: Gráfico Rotação relativa-Deslocamento do CM

A avaliação do gráfico (Figura 3.31) permite apurar que inicialmente à medida que o deslocamento aumenta a rotação da seção tem um crescimento pouco acentuado devido à estrutura ainda se encontrar na fase elástica. A partir dos valores de deslocamento, 0,0175m e 0,0275m, para a curva da direita e esquerda respetivamente, nota-se um crescimento acentuado em ambas as curvas, que se compararmos com o gráfico da Figura 3.29 e Figura 3.30 correspondem ao valor do deslocamento onde é atingida a cedência do ferrolho, o que significa que a rotação começa a crescer de uma forma acentuada quando o ferrolho cede, perdendo a rigidez. Assim, pode concluir-se que quanto mais horizontal, (“deitada”) for a curva mais rígida é a estrutura.

Apresenta-se de seguida o Quadro 3.11 com os pontos notáveis para a rotação-deslocamento total da estrutura do pilar à esquerda e do pilar à direita.

Quadro 3.11: Rotação relativa-Deslocamento do CM, pilar à esquerda e pilar à direita

	Pilar à Esquerda		Pilar à Direita	
	Deslocamento CM (m)	θ (rad)	Deslocamento CM (m)	θ (rad)
1º ponto	0	-0,0002	0	0,0002
2º ponto (altera curva)	0,0275	0,0010	0,0175	0,0012
último ponto	0,0799	0,0075	0,0799	0,0099

A Figura 3.32 mostra a relação entre o momento fletor e o deslocamento total da estrutura e o Quadro 3.12 apresenta os pontos notáveis considerados na Figura 3.32.

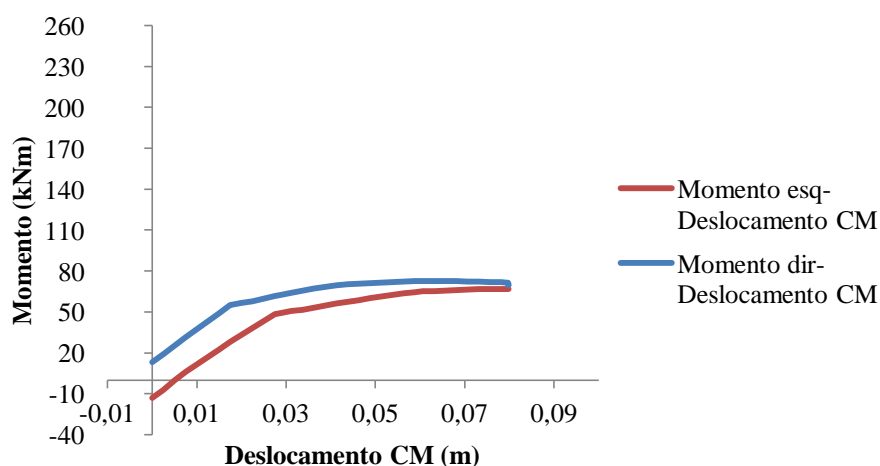


Figura 3.32: Gráfico Interação Momento fletor-Deslocamento do CM

Quadro 3.12: Momento fletor-Deslocamento do CM, à esquerda e direita

	Pontos notáveis à Esquerda		Pontos notáveis à Direita	
	Deslocamento CM (m)	M (kNm)	Deslocamento CM (m)	M (kNm)
1º ponto	0	-13,13	0	13,13
cedência	0,0275	48,33	0,0175	55,10
máximo	0,0756	66,86	0,0631	72,73
último ponto	0,0799	66,75	0,0799	69,53

Apresenta-se também o gráfico da Figura 3.33 que relaciona o momento fletor e a força basal à esquerda e à direita da estrutura.

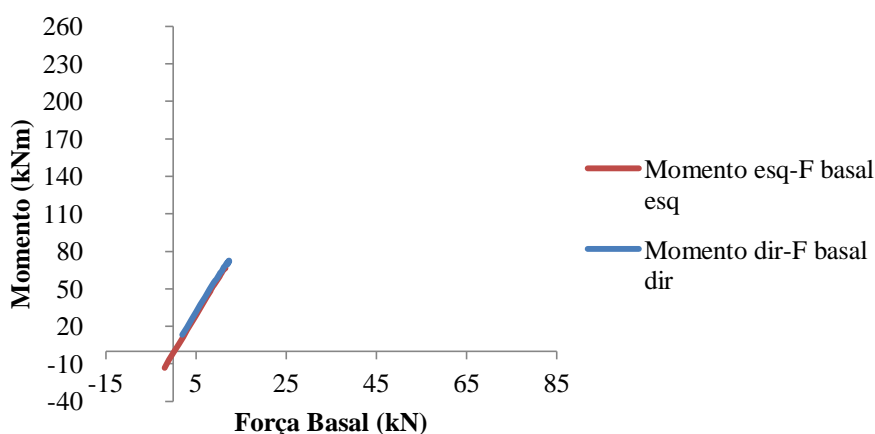


Figura 3.33: Gráfico Interação Momento fletor-Força basal no pilar à esquerda e à direita

A partir da análise do gráfico da Figura 3.33 pode-se concluir que existe uma relação linear entre a força basal e o momento fletor nos nós. Isto deve-se ao fato da base ser rotulada, o que resulta numa dependência direta entre a carga horizontal e o momento nos nós.

3.5.2. Análise de resultados 2º modelo

No segundo modelo foi seguido o mesmo procedimento que para o primeiro e por conseguinte efetuadas as mesmas análises, agora com dois ferrolhos em cada ligação.

O gráfico da Figura 3.34 relaciona a força basal com o deslocamento total da estrutura.

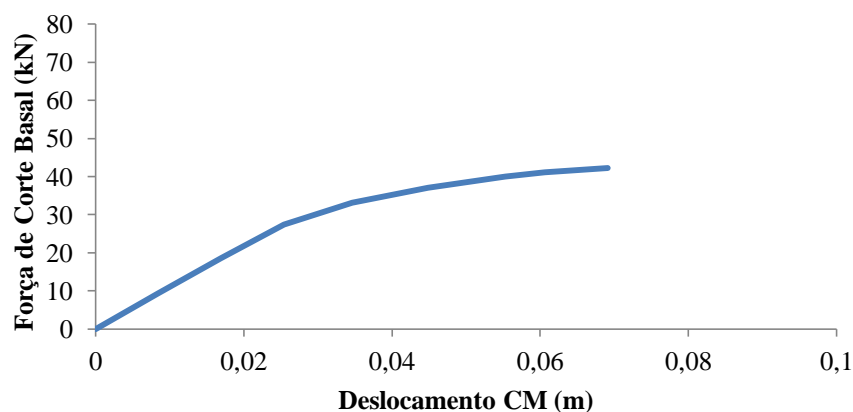


Figura 3.34: Gráfico Força basal-Deslocamento total da estrutura (ou do centro de massa)

Observando o gráfico da Figura 3.34 é perceptível a sua linearidade inicial (que termina no ponto de cedência) conforme acontece no primeiro modelo (Figura 3.26). É atingido um valor máximo e um valor de rotura, em que a coordenada no eixo das abcissas referente ao valor da rotura corresponde ao maior valor do incremento de deslocamento inserido pela ação horizontal.

Assim, tal como se verificou no primeiro modelo (com 2 ferrolhos, 1 em cada pilar), também neste segundo modelo (com 4 ferrolhos, 2 em cada pilar) existe um ponto de cedência que corresponde à cedência do ferrolho mais solicitado.

No quadro seguinte (Quadro 3.13) são apresentados os valores notáveis considerados no gráfico acima.

Quadro 3.13: Força basal-Deslocamento do CM

	Deslocamento CM (m)	Força Basal (kN)
1º ponto gráfico	0	0
cedência	0,0254	27,41
máximo	0,0691	42,22
último ponto	0,0691	42,21

Quadro 3.14: Valores da rigidez e ductilidade para o segundo modelo

k (kN/m)	1078,08
μ	2,718

Os gráficos seguintes (Figuras 3.35 e 3.36) relacionam o momento e esforço axial no pilar à esquerda e à direita com a rotação no nó.

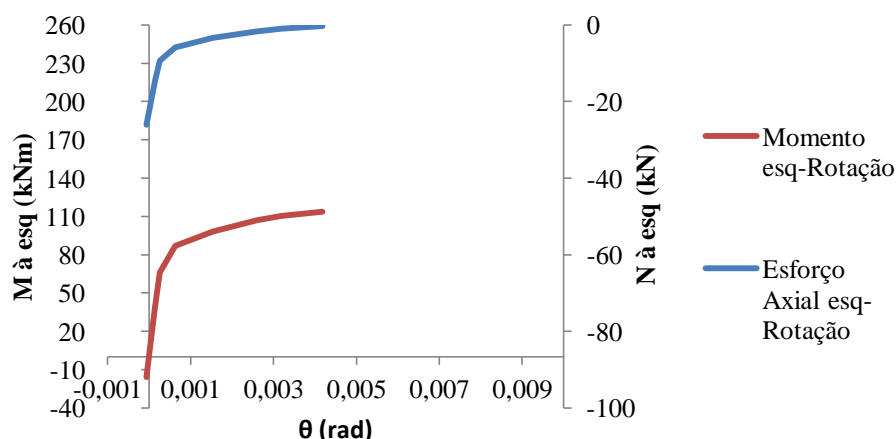


Figura 3.35: Gráfico Momento fletor à esquerda-Rotação relativa no nó do pilar à esquerda e Esforço axial à esquerda-Rotação relativa no nó do pilar à esquerda

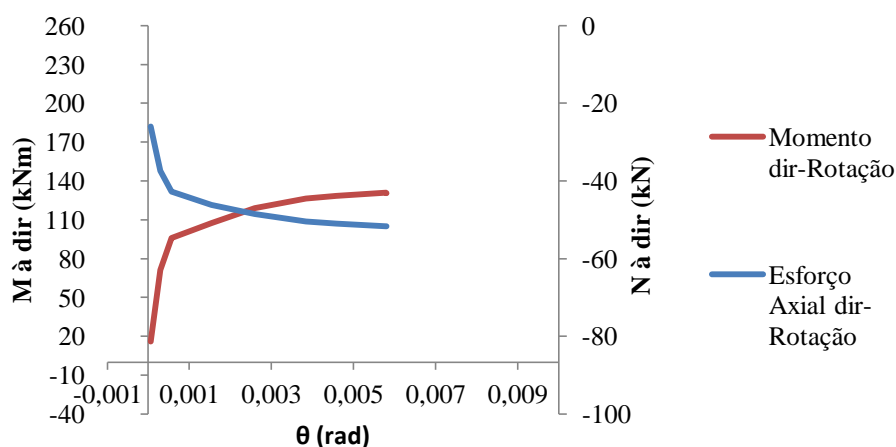


Figura 3.36: Gráfico Momento fletor à direita-Rotação relativa no nó do pilar à direita e Esforço axial à direita-Rotação relativa no nó do pilar à direita

À semelhança do que acontece no primeiro modelo e tendo como base o Quadro 3.4, para o pilar à esquerda (Figura 3.35), verifica-se que o esforço axial começa negativo devido à carga quase permanente (que no Quadro 3.4 para o pilar à esquerda tem um valor de esforço axial negativo), e vai diminuindo de valor devido à ação horizontal, tendo em conta que no Quadro 3.4 o valor de esforço axial é positivo.

Relativamente ao momento fletor verifica-se a mesma evolução que no esforço axial (pelas mesmas razões, agora relacionadas com o momento fletor), no entanto, o valor do momento fletor, chega a atingir valores positivos.

No caso do pilar à direita (Figura 3.36) e tendo como base os resultados do Quadro 3.4, o esforço axial começa com um valor negativo devido à carga quase permanente (que no Quadro 3.4 para o pilar à direita tem um valor de esforço axial negativo), e vai ficando cada vez mais negativo devido à ação horizontal, tendo em conta que no Quadro 3.4 o valor do esforço axial também é negativo.

No que se refere ao momento fletor, inicialmente o valor para a carga quase permanente no Quadro 3.4 de esforços para o pilar à direita é positivo e o mesmo acontece na ação horizontal por isso o momento fletor começa positivo e aumentando o seu valor.

Nos quadros seguintes (Quadros 3.15 e 3.16) são apresentados os valores notáveis do momento fletor-rotação e esforço axial-rotação para o pilar à esquerda e à direita, considerados nos gráficos acima (Figuras 3.35 e 3.36).

Quadro 3.15: Momento fletor-Rotação relativa

	Pilar à Esquerda		Pilar à Direita	
	θ (rad)	M (kNm)	θ (rad)	M (kNm)
1º ponto gráfico	-0,0001	-15,94	0,0001	15,94
ponto cedência	0,0006	86,85	0,0006	95,83
ponto máximo	0,0042	113,72	0,0058	130,80
último ponto	0,0042	113,72	0,0058	130,72

Quadro 3.16: Esforço axial-Rotação relativa

	Pilar à Esquerda		Pilar à Direita	
	θ (rad)	N (kN)	θ (rad)	N (kN)
1º ponto gráfico	-0,0001	-26,0	0,0001	-26,00
ponto cedência	0,0006	-5,87	0,0006	-42,69
ponto máximo	0,0042	-0,29	0,0058	-51,72
último ponto	0,0042	-0,31	0,0058	-51,71

Como efetuado para o primeiro modelo, também no segundo modelo foram avaliadas as forças nos ferrolhos para o pilar à esquerda e à direita. Assim para o segundo modelo com dois ferrolhos, obtiveram-se os gráficos apresentados nas Figuras 3.37 e 3.38.

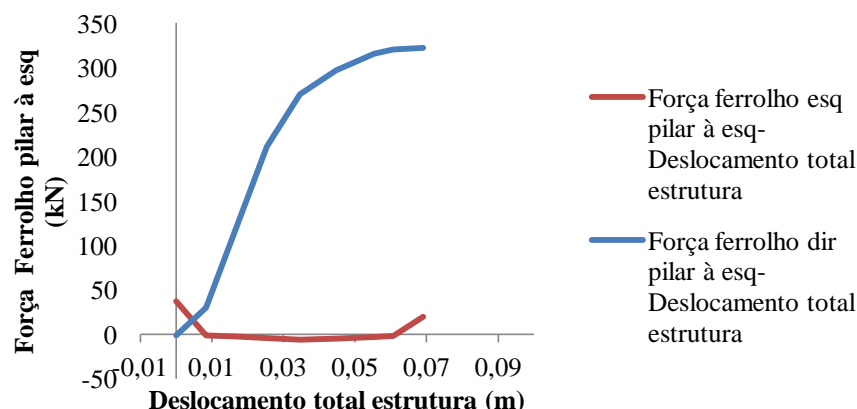


Figura 3.37: Gráfico Forças dos ferrolhos no pilar à esquerda–Deslocamento total da estrutura

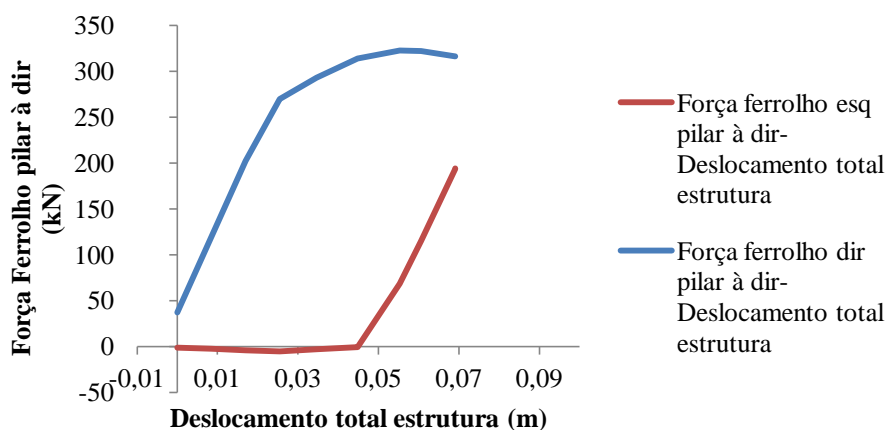


Figura 3.38: Gráfico Forças dos ferrolhos no pilar à direita–Deslocamento total da estrutura

Nos gráficos das Figuras 3.37 e 3.38 as linhas de função representadas a encarnado correspondem aos ferrolhos mais à esquerda nos dois pilares e as linhas a azul correspondem aos ferrolhos mais à direita nos dois pilares.

Da análise dos gráficos das Figuras 3.37 e 3.38 verifica-se que existe sempre um ferrolho que atinge a cedência e outro não, ou seja, existe sempre um dos ferrolhos que é mais solicitado e cuja curva tem um comportamento mais semelhante à curva do gráfico que relaciona a força basal com o deslocamento total da estrutura (Figura 3.34).

Observando novamente os gráficos da Figura 3.37 e da Figura 3.38, verifica-se que em cada pilar existe sempre um ferrolho mais solicitado, que é sempre positivo e outro, menos solicitado, que atinge valores negativos e positivos. O que permite concluir o seguinte:

- Quando o ferrolho mais solicitado tem o valor positivo e o menos solicitado valor negativo, significa que a linha neutra da peça está entre os dois ferrolhos e que estes estão a comportar-se respetivamente à tração e à compressão;
- Quando o ferrolho mais solicitado tem força positiva e o menos solicitado força nula, significa que a linha neutra está sobre o ferrolho que tem força zero e que apenas um ferrolho está a responder e está à tração, ou seja o ferrolho mais solicitado;
- Quando os dois ferrolhos do pilar têm valores de força positivos, significa que ambos estão à tração, que a linha neutra está muito próxima da extremidade da seção e que a parte do pilar que está à compressão é muito reduzida.

Como síntese apresenta-se abaixo a representação gráfica dos quatro ferrolhos (Figura 3.39).

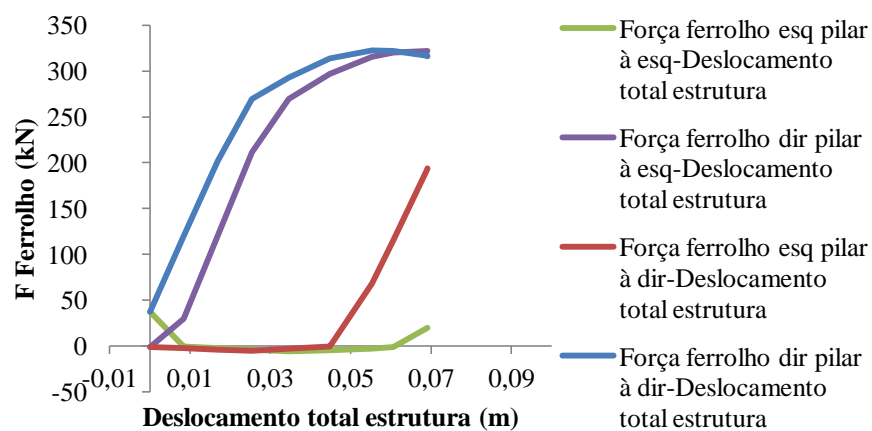


Figura 3.39: Gráfico Forças dos ferrolhos no pilar à esquerda e à direita-Deslocamento total da estrutura

Nos quadros seguintes (Quadros 3.17 e 3.18) são apresentados os valores notáveis para os ferrolhos mais solicitados da força ferrolho-deslocamento total da estrutura, no pilar à esquerda e à direita, considerados nos gráficos das Figuras 3.37 e 3.38.

Quadro 3.17: Força ferrolho-Deslocamento total da estrutura, à esquerda

	Ferrolho Direito Pilar à Esquerda	
	Deslocamento CM (m)	Força Ferrolho (kN)
1º ponto gráfico	0	-1,02
cedência	0,0346	269,71
máximo	0,0691	321,90
último ponto	0,0691	321,89

Quadro 3.18: Força ferrolho-Deslocamento total da estrutura, à direita

	Ferrolho Direito Pilar à Direita	
	Deslocamento CM (m)	Força Ferrolho (kN)
1º ponto gráfico	0	37,20
cedência	0,0254	269,71
máximo	0,0553	322,80
último ponto	0,0691	316,19

Para o segundo modelo, considerou-se ainda relevante apresentar o gráfico da Figura 3.40 que relaciona a rotação relativa com o deslocamento total da estrutura:

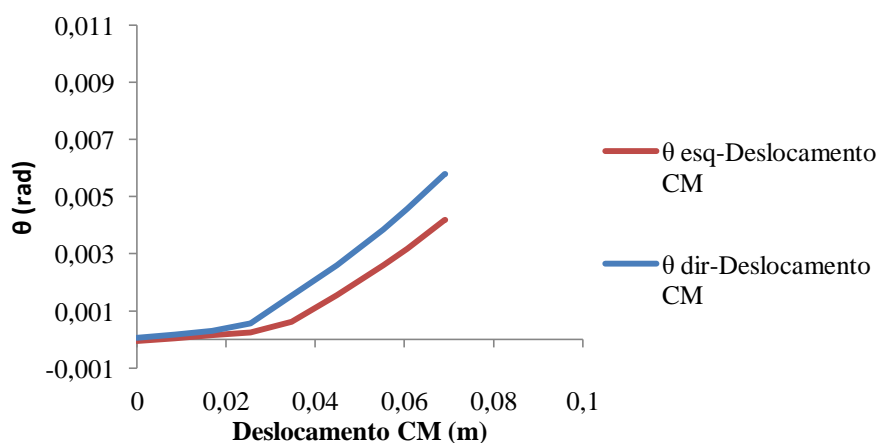


Figura 3.40: Gráfico Rotação relativa-Deslocamento do CM

No quadro seguinte (Quadro 3.19) são apresentados os valores notáveis da rotação-deslocamento no centro de massa, no pilar à esquerda e à direita, considerados no gráfico acima.

Quadro 3.19: Rotação relativa-Deslocamento do CM, à esquerda e direita

	Pilar à Esquerda		Pilar à Direita	
	Deslocamento CM (m)	θ (rad)	Deslocamento CM (m)	θ (rad)
1º ponto	0	-0,0001	0	0,0001
2º ponto (altera curva)	0,0346	0,0006	0,0254	0,0006
último ponto	0,0691	0,0042	0,0691	0,0058

Considerou-se ainda o gráfico da Figura 3.41 que relaciona o momento fletor com o deslocamento do centro de massa e o Quadro 3.20 com os pontos notáveis do respetivo gráfico.

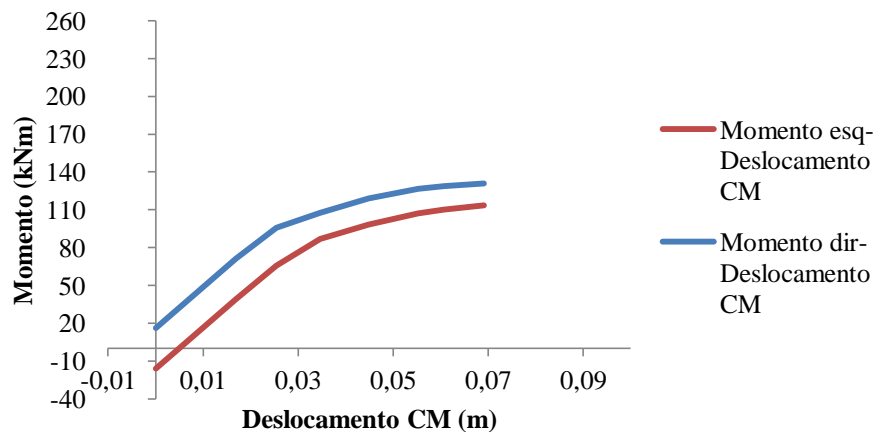


Figura 3.41: Gráfico Interação Momento fletor-Deslocamento do centro de massa

Quadro 3.20: Momento-Deslocamento do CM, à esquerda e à direita

	Pontos notáveis à Esquerda		Pontos notáveis à Direita	
	Deslocamento CM (m)	M (kNm)	Deslocamento CM (m)	M (kNm)
1º ponto	0	-15,94	0	15,94
cedência	0,0346	86,85	0,0254	95,83
máximo	0,0691	113,72	0,0691	130,80
último ponto	0,0691	113,72	0,0691	130,72

Por fim é também apresentado o gráfico que relaciona o momento com a força na base da estrutura (Figura 3.42). Neste modelo a relação também é linear.

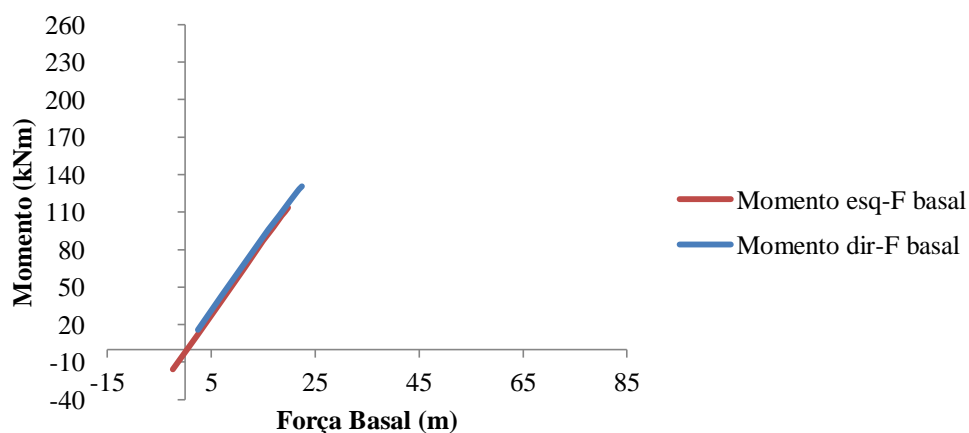


Figura 3.42: Gráfico Interação Momento fletor-Força basal no pilar à esquerda e à direita

3.5.3. Análise de resultados 3º modelo

No terceiro modelo foi seguido o mesmo procedimento que para o primeiro e segundo e por conseguinte foram efetuadas as mesmas análises, agora com quatro ferrolhos por pilar.

Começou por se representar o gráfico Figura 3.43 que relaciona a força na base da estrutura com o deslocamento total da mesma.

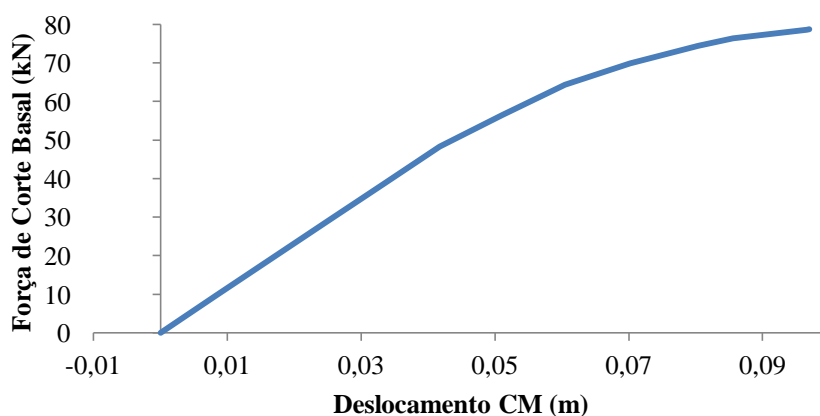


Figura 3.43: Gráfico Força de corte basal-Deslocamento total da estrutura (ou do centro de massa)

No quadro seguinte (Quadro 3.21) são apresentados os valores notáveis considerados no gráfico acima.

Quadro 3.21: Força basal-Deslocamento do CM

	Deslocamento CM (m)	Força Basal (kN)
1º ponto gráfico	0	0
cedência	0,0417	48,24
máximo	0,0970	78,73
último ponto	0,0970	78,73

Os valores obtidos para a rigidez na fase elástica e a ductilidade são os indicados no Quadro 3.22.

Quadro 3.22: Valores da rigidez e ductilidade para o terceiro modelo

k (kN/m)	578,02×2=1156,03
μ	2,32

Os gráficos seguintes (Figura 3.44 e Figura 3.45) relacionam o momento e esforço axial no pilar à esquerda e à direita com a rotação relativa no nó.

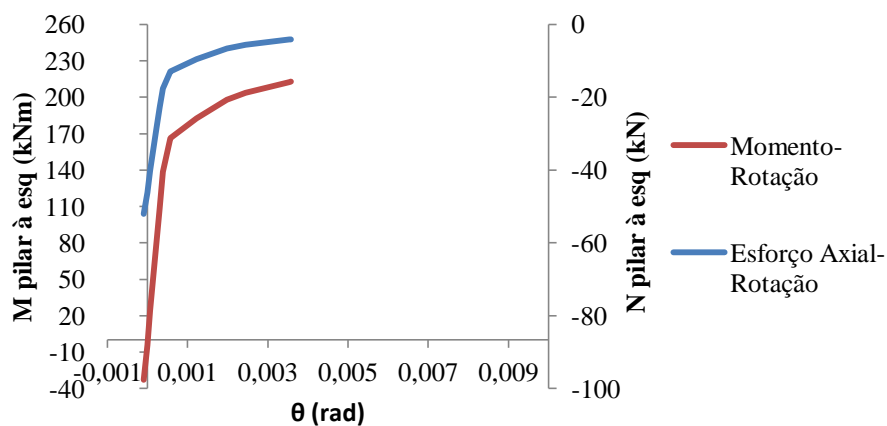


Figura 3.44: Gráfico Momento fletor à esquerda-Rotação relativa no nó do pilar à esquerda e Esforço Axial à esquerda-Rotação relativa no nó do pilar à esquerda

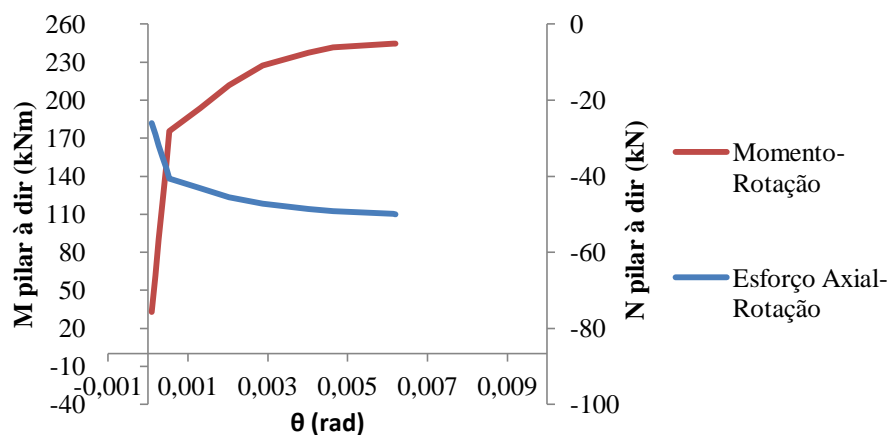


Figura 3.45: Gráfico Momento fletor à direita-Rotação relativa no nó do pilar à direita e Esforço Axial à direita-Rotação relativa no nó do pilar à direita

Nos quadros seguintes (Quadros 3.23 e 3.24) são apresentados os valores notáveis do momento-rotação relativa e esforço axial-rotação relativa no nó do pilar à esquerda e à direita, considerados nos gráficos.

Quadro 3.23: Momento fletor-Rotação relativa

	Pilar à Esquerda		Pilar à Direita	
	θ (rad)	M (kNm)	θ (rad)	M (kNm)
1º ponto gráfico	-0,0001	-32,92	0,0001	32,88
ponto cedência	0,0006	166,16	0,0005	175,44
ponto máximo	0,0036	212,76	0,0062	244,41
último ponto	0,0036	212,76	0,0062	244,40

Quadro 3.24: Esforço axial-Rotação relativa

	Pilar à Esquerda		Pilar à Direita	
	θ (rad)	N (kN)	θ (rad)	N (kN)
1º ponto gráfico	-0,0001	-52,00	0,0001	-52,00
ponto cedência	0,0006	-12,87	0,0005	-81,34
ponto máximo	0,0036	-4,13	0,0062	-99,91
último ponto	0,0036	-4,13	0,0062	-99,91

Assim como efetuado para o primeiro e segundo modelos, também no terceiro modelo foi avaliada a força no ferrolho para o pilar à esquerda e à direita. No entanto para cada pilar considerou-se a força de quatro ferrolhos (em que dois deles são iguais).

Assim para o terceiro modelo com quatro ferrolhos, obtiveram-se os gráficos das Figuras 3.44 e 3.45.

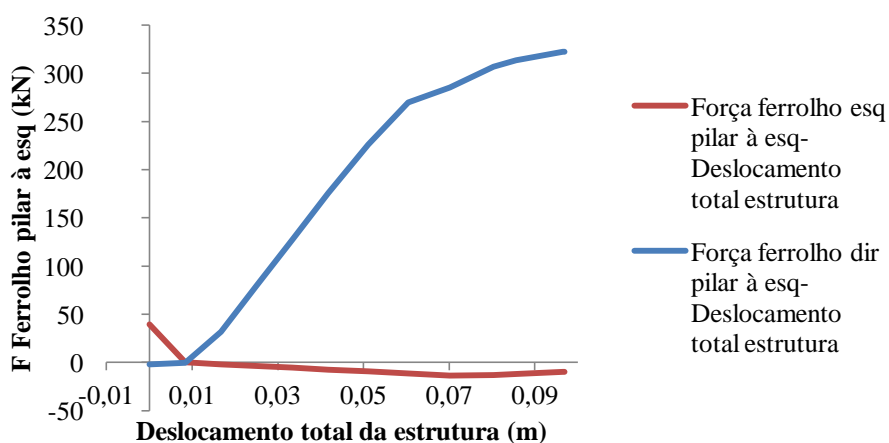


Figura 3.46: Gráfico Forças dos ferrolhos no pilar à esquerda–Deslocamento total da estrutura

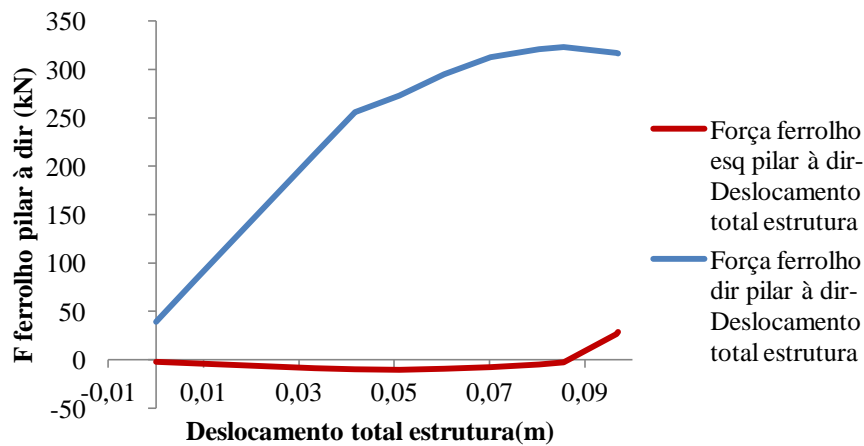


Figura 3.47: Gráfico Forças dos ferrolhos no pilar à direita–Deslocamento total da estrutura

Da análise dos gráficos da Figura 3.46 e da Figura 3.47, verifica-se tal como para o segundo modelo, que em cada pilar um dos ferrolhos atinge a cedência e que o outro ferrolho não é tão solicitado.

Como a estrutura do terceiro modelo foi simplificada, ou seja, tem metade da espessura do segundo modelo, na sua representação só aparecem dois ferrolhos em cada pilar. No entanto, cada pilar tem quatro ferrolhos em que dois deles são iguais aos outros dois que estão representados nos gráficos das Figuras 3.46 e 3.47.

Observando novamente os gráficos da Figura 3.46 e da Figura 3.47 verifica-se, conforme já referido para o segundo modelo, que em cada pilar existe sempre um ferrolho mais solicitado, que é sempre positivo e outro, menos solicitado, que atinge valores negativos e positivos. Assim, quando a força de um dos ferrolhos é positiva e a outra é negativa, significa que a linha neutra está entre os dois ferrolhos e que um ferrolho está à compressão e outro à tração. No caso de um dos ferrolhos ser positivo e outro nulo (a linha neutra está neste ferrolho) significa que apenas um dos ferrolhos está tracionado. Finalmente quando a força dos dois ferrolhos é positiva significa que a peça está praticamente toda tracionada e que os dois ferrolhos estão tracionados.

Como síntese apresenta-se abaixo, a representação gráfica dos quatro ferrolhos (gráfico da Figura 3.48).

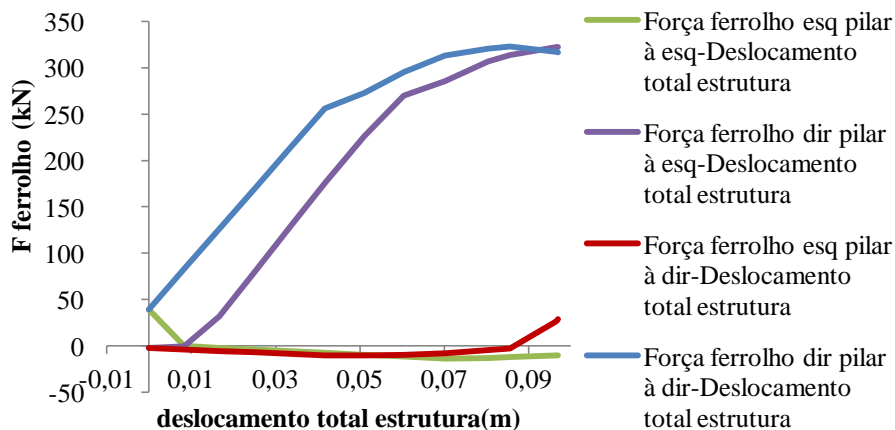


Figura 3.48: Gráfico Forças dos ferrolhos no pilar à esquerda e à direita – Deslocamento total da estrutura

Capítulo 3. Ligação viga-pilar de um pórtico industrial pré-fabricado em betão armado

Nos quadros seguintes (Quadro 3.25 e Quadro 3.26) são apresentados os valores notáveis da força ferrolho-deslocamento total da estrutura, no pilar à esquerda e à direita, considerados nos gráficos acima (Figura 3.46 e Figura 3.47):

Quadro 3.25: Força ferrolho-Deslocamento total da estrutura, à esquerda

	Ferrolho Direito Pilar à Esquerda	
	Deslocamento CM (m)	Força Ferrolho (kN)
1º ponto gráfico	0	-2,18
cedência	0,0604	269,71
máximo	0,0970	322,41
último ponto	0,0970	322,41

Quadro 3.26: Força ferrolho-Deslocamento total da estrutura, à direita

	Ferrolho Direito Pilar à Direita	
	Deslocamento CM (m)	Força Ferrolho (kN)
1º ponto gráfico	0	39,47
cedência	0,0417	255,95
máximo	0,0856	322,83
último ponto	0,0970	316,46

Para o terceiro modelo, considerou-se ainda relevante apresentar o gráfico da Figura 3.49 que relaciona a rotação relativa com o deslocamento total da estrutura.

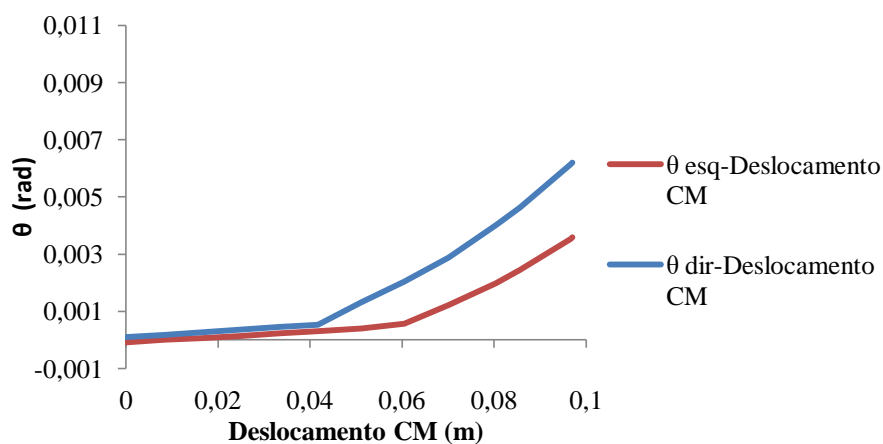


Figura 3.49: Gráfico Rotação relativa-Deslocamento do CM

No quadro seguinte (Quadro 3.27) são apresentados os valores notáveis da rotação-deslocamento no centro de massa, no pilar à esquerda e à direita, considerados no gráfico da Figura 3.49.

Quadro 3.27: Rotação relativa-Deslocamento do CM, à esquerda e à direita

	Pilar à Esquerda		Pilar à Direita	
	Deslocamento CM (m)	θ (rad)	Deslocamento CM (m)	θ (rad)
1º ponto	0	-0,0001	0	0,0001
2º ponto (altera curva)	0,0604	0,0006	0,0417	0,0005
último ponto	0,0970	0,0036	0,0970	0,0062

Considerou-se ainda o gráfico da Figura 3.50 que relaciona o momento fletor com o deslocamento do centro de massa.

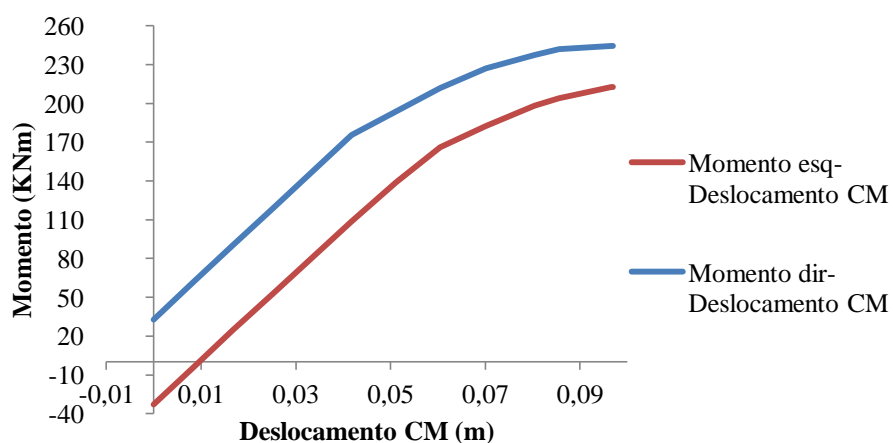


Figura 3.50: Gráfico Interação Momento fletor-Deslocamento do centro massa

Quadro 3.28: Momento fletor-Deslocamento do CM, à esquerda e à direita

	Pontos notáveis Esquerda		Pontos notáveis Direita	
	Deslocamento CM (m)	M (kNm)	Deslocamento CM (m)	M (kNm)
1º ponto gráfico	0	-32,92	0	32,88
cedência	0,0604	166,16	0,0417	175,44
máximo	0,0970	212,76	0,0970	244,41
último ponto	0,0970	212,76	0,0970	244,40

Por fim é também apresentado o gráfico que relaciona o momento com a força na base da estrutura (Figura 3.51). A relação é linear como nos restantes modelos.

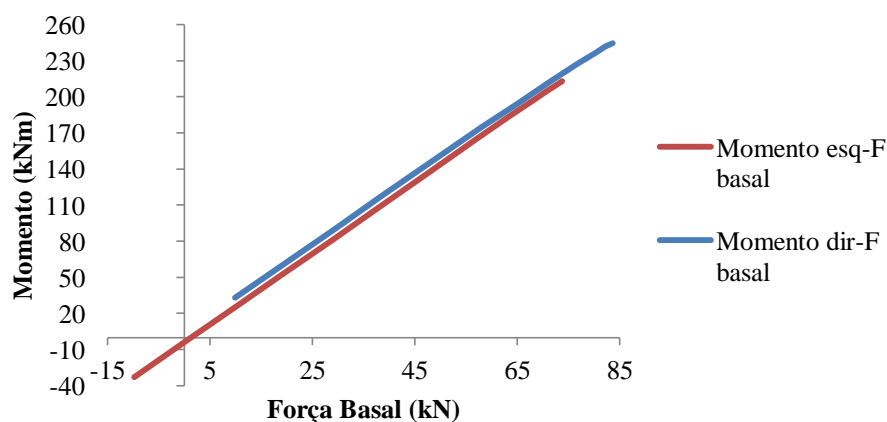


Figura 3.51: Gráfico Interação Momento fletor-Força basal no pilar à esquerda e à direita

3.6. Influência dos momentos nos apoios na resposta da viga às cargas verticais

Concluídas as análises dos três modelos estudados e utilizando as mesmas cargas consideradas na cobertura (5kN/m e 3 kN/m, respetivamente, carga permanente (CP) e sobrecarga (SC)) e aplicando uma combinação de ações para o estado limite último ($ELU=1,35*CP+1,5*SC$), calculou-se o valor do momento atuante, M_{Ed} , para uma viga simplesmente apoiada (simplificação do pórtico do modelo simplificado considerado), conforme se apresenta na Figura 3.52.

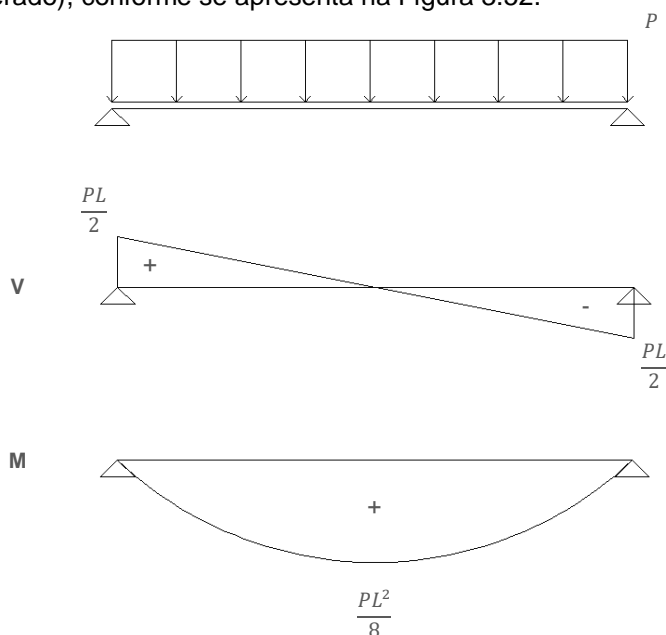


Figura 3.52: Gráfico de esforço transversal e momento resistentes para uma carga contínua numa estrutura simplesmente apoiada

Tendo em conta o afastamento de 10m entre os “pilares”, os valores da carga permanente e da sobrecarga referidos anteriormente, bem como a combinação de ações para o estado limite último, obteve-se o valor do momento fletor atuante conforme representado na Figura :

$$M_{Ed} = \frac{PL^2}{8} = 140,6 \text{ kNm}$$

De seguida foram considerados do Quadro 3.8, do Quadro 3.15 e do Quadro 3.23, os valores correspondentes ao momento fletor máximo atuante, à esquerda e à direita (correspondentes à rotação para o qual se obteve o máximo momento):

- 1º modelo: $M_{m\acute{a}x,esq} = 66,9 \text{ kNm}$ e $M_{m\acute{a}x,dir} = 72,7 \text{ kNm}$
- 2º modelo : $M_{m\acute{a}x,esq} = 113,7 \text{ kNm}$ e $M_{m\acute{a}x,dir} = 130,8 \text{ kNm}$
- 3º modelo: $M_{m\acute{a}x,esq} = 212,8 \text{ kNm}$ e $M_{m\acute{a}x,dir} = 244,4 \text{ kNm}$

Assumindo que a relação dos valores médios para os valores de cálculo é igual a

$$\frac{f_{yd}}{f_u} = \frac{435\text{MPa}}{663\text{MPa}} = 0,656$$

Estimaram-se os seguintes valores de momento:

- 1º modelo: $M_{m\acute{a}x,esq} = 43,9 \text{ kNm}$ e $M_{m\acute{a}x,dir} = 47,7 \text{ kNm}$
- 2º modelo : $M_{m\acute{a}x,esq} = 74,6 \text{ kNm}$ e $M_{m\acute{a}x,dir} = 85,8 \text{ kNm}$
- 3º modelo: $M_{m\acute{a}x,esq} = 139,6 \text{ kNm}$ e $M_{m\acute{a}x,dir} = 160,4 \text{ kNm}$

Os resultados obtidos permitiram concluir que a ordem de grandeza do momento fletor na ligação viga-pilar, pode ser importante na resposta à flexão da viga, uma vez que ao existir momento fletor na zona de ligação, faz com que o momento fletor a meio vão da viga reduza.

Capítulo 4

Conclusões

O estudo realizado e resultados obtidos tiveram por base três modelos numéricos de um pórtico com diferentes soluções para a ligação viga-pilar. Um modelo tinha 1 ferrolho a fazer a ligação e os outros 2 e 4 ferrolhos. Para cada modelo foi efetuado o mesmo tipo e sequência de estudo, tendo-se analisado o comportamento da “força basal-deslocamento centro de massa”, do “momento fletor-rotação relativa”, do “esforço axial-rotação”, da “força ferrolho-deslocamento total da estrutura”, da “rotação-deslocamento do centro de massa”, do “momento fletor-deslocamento do centro de massa” e por último do “momento fletor-força basal”.

Por último compararam-se os três modelos estudados considerando-se as alterações introduzidas de modelo para modelo e o comportamento da estrutura face a essas diferenças.

4.1. Força e rigidez

Em sequência analisou-se para cada um dos três modelos qual a força basal de cedência, força basal máxima e força basal de rotura, com o objetivo de perceber o comportamento global da estrutura à medida que se aumentava o número ferrolhos.

Conforme se pode verificar nos gráficos força basal-deslocamento centro de massa (Figuras 3.26, 3.34 e 3.43) à medida que se aumentou o número de ferrolhos a força basal de cedência, força basal máxima e força basal de rotura atingiram valores crescentes. Assim, concluiu-se que para atingir o mecanismo de colapso da estrutura é necessária uma força maior em módulo, ou seja, a rigidez é crescente com o número de ferrolhos.

Continuando a análise dos gráficos referidos no parágrafo anterior, e no que se refere à rigidez é possível observar que do primeiro para o segundo e terceiro modelos a rigidez aumenta à medida que aumentam o número de ferrolhos, ou seja, a estrutura fica mais “fixa”, logo mais rígida.

Assim, a nível percentual a rigidez aumentou do primeiro para o segundo modelo 35,9% e do primeiro para o terceiro modelo 45,8%.

4.2. Ductilidade

Relativamente à ductilidade e lembrando que esta é obtida pelo quociente entre o deslocamento para a força última e o deslocamento para a força de cedência, verificou-se que esta reduz aproximadamente para metade do primeiro para o segundo e terceiro modelos, ou seja, a estrutura do primeiro modelo é mais dúctil o que faz com que o período da fase plástica (entre o final da fase elástica e a rutura) seja maior que a dos outros dois modelos, sendo por isso maior o nível de deformação plástica que o material suporta antes de atingir a rutura.

Acresce referir que sendo o pórtico uma estrutura hiperstática do primeiro grau, os momentos fletores vão necessariamente depender da rigidez da estrutura e vão aumentando significativamente de modelo para modelo.

No primeiro modelo, o ferrolho está no meio da secção e próximo da linha neutra, pelo que é necessário uma grande rotação para alongar o ferrolho.

No segundo modelo, tal como no primeiro, há apenas um ferrolho sempre tracionado em cada pilar, o ferrolho mais solicitado. Este ferrolho, comparativamente ao primeiro modelo, encontra-se mais afastado da linha neutra, pelo que é necessária uma menor rotação para existir um alongamento idêntico em ambos os casos.

No terceiro modelo, com maior número de ferrolhos por pilar a força de tração é maior que no primeiro e segundo modelos, a zona comprimida cresce e a linha neutra aproxima-se mais do centro da secção. Assim, no que se refere ao alongamento do ferrolho o comportamento é semelhante ao do segundo modelo.

Para uma mesma rotação, o primeiro modelo em que o ferrolho está mais próximo da linha neutra tem um menor alongamento e por isso era à partida o que se esperava ter maior ductilidade, o que se verificou.

4.3. Momento Fletor (M) e Esforço Axial (N)

Seguidamente analisou-se, para cada um dos três modelos qual o momento fletor e o esforço axial resultante da contribuição do(s) ferrolho(s) e das molas à compressão (gráficos das Figuras 3.27 e 3.28, 3.35 e 3.36, 3.44 e 3.45).

Nos gráficos momento fletor-rotação (Figura 3.27 e 3.28), (Figura 3.35 e 3.36) e (Figura 3.44 e 3.45), verificou-se que no primeiro modelo, o momento fletor máximo tem um valor aproximado de 70 kNm, no segundo modelo e terceiro modelo, o momento fletor máximo tem um valor próximo de 140 kNm e de 240 kNm, respetivamente. O momento fletor cresce praticamente para o dobro de modelo para modelo, com o aumento do número de ferrolhos.

Conforme referido no ponto 3.6. Influência dos momentos nos apoios na resposta da viga às cargas verticais”, a ordem de grandeza dos momentos fletores na zona da ligação viga-pilar vai reduzir o momento fletor a meio vão da viga, pelo que considerar este momento fletor no cálculo pode reduzir significativamente o momento fletor a meio vão.

4.4. Forças nos Ferrolhos

No primeiro modelo, relativamente ao gráfico força ferrolho-deslocamento total da estrutura (Figuras 3.29 e 3.30), como só existe um ferrolho em cada pilar, cada pilar vai levar o ferrolho que tem até ao seu limite, ou seja, até à máxima força de tração que o aço consegue atingir, por isso o valor máximo da Força do Ferrolho em cada um dos gráficos da Figura 3.29 e da Figura 3.30 fica muito próximo do valor máximo de Força Média atingida pelo aço, o que se pode constatar no gráfico da Figura 3.2. Na Figura 3.30 pode-se observar que o ferrolho atingiu a rotura pois a força caiu no último incremento de deslocamento.

Nos gráficos força ferrolho-deslocamento total da estrutura referente ao segundo (Figura 3.37 e Figura 3.38) e terceiro modelos (Figura 3.46 e Figura 3.47), verifica-se que em cada pilar existe um ferrolho que é o mais solicitado e cuja curva se aproxima da curva do gráfico da Figura 3.2, referente às características do aço. Assim, o valor máximo do ferrolho mais solicitado encontra-se muito próximo do valor máximo da força média atingida pelo aço. Para os modelos 2 e 3 é importante, ainda, referir que existem sempre dois ferrolhos que têm um comportamento diferente dos ferrolhos mais solicitados, fato que se deve à posição da linha neutra e que faz com que se comportem à tração mas também à compressão. Nos gráficos das Figuras 3.38 e 3.47 pode-se observar que o ferrolho mais solicitado atingiu a rotura.

Os gráficos rotação-deslocamento centro de massa para o primeiro, segundo e terceiro modelos, (Figuras 3.31, 3.40 e 3.49) permitem-nos confirmar os resultados obtidos através da análise dos gráficos anteriores (Figuras 3.29 e 3.30, 3.37 e 3.38, 3.46 e 3.47), uma vez que o deslocamento correspondente à força de cedência do(s) ferrolho(s) mais solicitados corresponde exatamente ao ponto de alteração da curva dos gráficos da rotação relativa-deslocamento centro de massa. Assim, através do deslocamento é possível constatar qual o primeiro ferrolho a plastificar e correspondente pilar, ou seja, qual o pilar onde está localizado o primeiro ferrolho que plastificou.

As constatações atrás mencionadas podem também ser obtidas pela análise dos gráficos, rotação-deslocamento centro de massa (Figura 3.31, 3.40 e 3.49) e força basal-deslocamento total da estrutura (Figura 3.26, 3.34 e 3.43).

4.5. Momento Fletor

Os gráficos Momento Fletor-Força Basal (Figura 3.33, 3.42 e 3.51), são importantes, uma vez que permitem analisar e compreender outros gráficos, nomeadamente a evolução do momento fletor, no gráfico relativo momento fletor-rotação relativa (Figura 3.27 e 3.28, 3.35 e 3.36, 3.44 e 3.45). Assim, para os três modelos, no caso do pilar à esquerda, o momento fletor inicia-se com sinal negativo (devido à carga quase permanente) e vai-se reduzindo devido à influência da ação horizontal. Já no que se refere no pilar à direita, o momento começa positivo (devido à carga quase permanente) e vai ficando cada vez mais positivo ao longo dos diferentes incrementos da ação horizontal.

4.6. Força Basal

Relativamente à força basal é notório de modelo para modelo que a força basal atingiu valores cada vez maiores, o que permite confirmar que à medida que se inserem mais ferrolhos, a força basal vai crescendo de forma a contrariar a força correspondente aos deslocamentos aplicados, que foram sendo cada vez maiores.

4.7. Desenvolvimentos futuros

A presente dissertação incidiu sobre a ligação viga-pilar de uma estrutura pré-fabricada. Mas este tipo de estruturas têm outros elementos de interesse que poderiam ser explorados e estudados para um melhor conhecimento do seu comportamento de forma a potenciar a sua utilização.

Assim, sugere-se o estudo dos seguintes temas:

- Relativamente à zona da ligação na base esta poderia ser modelada a incluir uma ligação à fundação com momento fletor (ou seja inserir uma ligação semelhante à ligação viga-pilar estudada, para a ligação pilar-fundação), uma vez que qualquer alteração feita na zona da fundação influencia a resposta geral da estrutura;
- No que se refere ao pilar, dependendo da sua ligação à fundação, estudar que influência a ligação pilar-fundação teria, quer na flexão, quer na rigidez;

- Relacionado com o item anterior, seria interessante estudar como é que a rigidez das ligações influencia o comportamento de encurvadura do pilar.

Bibliografia

- [1] Lopes, Tânia; Amado, Miguel P., *Pré-fabricação aplicada ao contexto da Reabilitação de Edifícios*, 2ª Conferência Construção e Reabilitação Sustentável de Edifícios no Espaço Lusófono, Caparica: FCT UNL - MAMAOT CV, 2012
- [2] Saraiva, Filipe, Apresentação PowerPoint para a disciplina de Pré-fabricação em Estruturas do Mestrado em Engenharia de Estruturas *Apresentação PowerPoint Estruturas Pré-fabricadas em Betão*, IST, Fevereiro 2012
- [3] Appleton, Júlio, Folhas da disciplina de Betão Armado e Pré-Esforçado, *Construções em Betão – Nota histórica sobre a sua evolução*, IST, Portugal, Março 2005
- [4] European Committee for Standardization (CEN) - EN 1992-1-1. *Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2010
- [5] Pina, Carlos, *Os Eurocódigos Estruturais: Estado da sua implementação em Portugal*, Seminário “Comportamento ao fogo de estruturas mistas aço-betão: nova metodologia de cálculo”, Lisboa, Ordem dos Engenheiros, 10 de dezembro de 2012
- [6] Vários Autores, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*, REBAP, Decreto-Lei 349-C/83 - Diários da República 30 Julho 1983, Porto Editora, Outubro 2014
- [7] *Regulamento de Segurança e Ações para estruturas de edifícios e pontes*, RSA, Decreto-Lei n.º 235/83, 31 de Maio de 1983
- [8] Câmara, José, Folhas da disciplina de Pré-fabricação em Estruturas do Mestrado em Engenharia de Estruturas, *Ligações nas Estruturas Pré-Fabricadas*, IST, Ano letivo 2011/2012
- [9] <http://www.concremat.pt/>, empresa CONCREMAT-Soluções de Betão, acedido a 30 de Junho de 2016
- [10] <http://www.pavicentro.pt/>, empresa PAVICENTRO - Pré-Fabricação, S.A., acedido a 7 de Julho de 2016

- [11] <http://www.vigobloco.pt/>, empresa VIGOBLOCO Pré-Fabricados, S.A., acedido a 7 de Julho de 2016
- [12] <http://construironline.dashofer.pt/?s=modulos&v=capitulo&c=545>, Construir Online, Biblioteca online de construção, acedido em 8 de Agosto de 2016
- [13] Proença, Jorge M., Folhas da disciplina de Pré-fabricação em Estruturas do Mestrado em Engenharia de Estruturas, *Apontamentos sobre estruturas reticuladas pré-fabricadas de betão armado*, IST, Março de 2012
- [14] Pompeu dos Santos, S.– *Comportamento de Ligações de Estruturas Prefabricadas de Betão*, Tese apresentada ao concurso para especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Março de 1983
- [15] Costa, Rodrigo R. R.; Lima, Maria C. V.; Alva, Gerson M. S., de *Minimização da Rigidez à Flexão De ligações viga-pilar em sistemas estruturais pré-moldados de concreto*, Ciência & Engenharia (Science & Engineering Journal), 2015
- [16] Mota, J. E., *Avaliação Numérica da Eficiência de uma Ligação Viga-Pilar Semi-Rígida em estruturas de Concreto Pré-Moldado*, 2º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto Produção em Concreto Pré-Moldado, 2009
- [17] Meireles Neto, M., *Estabilidade de Edifícios de Concreto Pré-Moldado com Ligações Semirrígidas. Dissertação (Mestrado)*, Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará, 2012
- [18] Alencar, P. H. L.; Parente Jr., E.; Albuquerque, A. T, *Determinação da Rigidez à Rotação de Ligações Pré- Moldadas utilizando o Método dos Componentes*, 3º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré- Moldado, 2013.
- [19] Pinto, J. F. A.; Silva Jr., L. A.; Dutra, C. M.; Paes, J. L. R., *Estudo do comportamento estrutural de um edifício de pequena altura em concreto pré-moldado, considerando a continuidade de ligações viga-pilar*, 3º Encontro Nacional de pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, 2013.
- [20] Silva, A., *Ligações entre Elementos Pré-Fabricados de Betão*, Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, Abril 1998
- [21] European Committee for Standardization (CEN) - EN 1990. *Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas*, Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2009
- [22] Pompeu dos Santos, S.– *Ligações de Estruturas Prefabricadas de Betão*, LNEC, ICT, S311, Lisboa, 1985.
- [23] Tomás, Quirino J. J., *Conceção e Projeto de um Edifício de Habitação com Estrutura em Betão Pré-Fabricado*, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil – Ramo de Estruturas e Geotecnia, FCT UNL, Fevereiro 2010

- [24] Amaral, Diogo R. P., *Dimensionamento sísmico de um edifício porticado de betão armado, Alternativa ao dimensionamento tradicional*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil - Perfil Estruturas, FCT UNL, Setembro 2015
- [25] Reguengo, Romeu, *Experimental activity on new and existing connections*, ACTIVITIES CARRIED OUT AT LNEC, International Conference – 22nd March 2012
- [26] Teixeira, Diogo M. G., *Análise Estática Não Linear de um Edifício em Betão Armado*, Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, ISEL, Dezembro 2014
- [27] <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>, CSI Software Downloads | Computers and Structures, Inc., acedido em 7 de Outubro de 2016